



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE LA ESPECIALIZACIÓN DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**“USO DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO EN VIGAS
PERALTADAS”**

TESINA

PARA OBTENER EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

CARLOS ALBERTO LOZANO GARCÍA

DIRECTOR DE TESINA

DR. GERARDO AGUILAR RAMOS



MÉXICO, D.F.

NOVIEMBRE, 2012

AGRADECIMIENTOS

A mis padres...

... por su apoyo, su confianza, su cariño y todos sus esfuerzos,
... por jamás limitar mi modo de pensar,
... por enseñarme a ser una persona honesta, responsable y trabajadora,
... y por haberme dado la vida.

A mis hermanos...

... por nuestra hermandad y nuestro incondicionalismo,
... espero que cada uno de mis esfuerzos y mis logros les sirvan como ejemplo y motivación para conseguir los propios,
... sepan que siempre estaré ahí cuando me necesiten.

A mi ángel, mi princesa, Norma Angélica...

... por todo tu apoyo, tu paciencia, tu comprensión,
tu compañía, tu amor y tu cariño,
... porque desde que estamos juntos, eres la mayor razón para
querer seguir siendo mejor todos los días,
... por mí, y para ti.

Al Dr. Gerardo Aguilar Ramos...

... por su atención, asesoría y apoyo durante la realización
de este trabajo.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM...

... por el apoyo y las facilidades brindadas con la beca económica
otorgada de marzo a septiembre de 2012 por la participación
en este proyecto.

A la Universidad Nacional Autónoma de México...

... por haber tenido la oportunidad de seguir preparándome
en la máxima casa de estudios,
... por tener el orgullo de haber pertenecido a la mejor y más
grande Universidad del país.
... "Por mi raza hablará el espíritu"



**INSTITUTO
DE INGENIERÍA
UNAM**



“USO DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO EN VIGAS PERALTADAS”

Índice:

INTRODUCCIÓN	i
Objetivo	ii
Justificación	ii
Alcance	ii
Organización del documento	iii
Nomenclatura y abreviaturas	iv
CAPITULO 1 Fuerza cortante en elementos de concreto reforzado	
1.1 Introducción	2
1.2 Antecedentes	2
1.3 Comportamiento de elementos de concreto reforzado ante fuerza cortante	6
1.4 Mecanismos de resistencia a cortante	6
1.5 Parámetros que afectan la capacidad a cortante	8
CAPITULO 2 Criterios para Diseño por Cortante	
2.1 Introducción	12
2.2 Analogía de la armadura	12
2.3 Modelo de puntales y tensores	14
2.3.1 Principios básicos	15
2.3.2 Elementos del modelo de puntales y tensores	17
2.4 Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del R.C.D.F.	20
2.5 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-11	23
2.5.1 Elementos esbeltos	24
2.5.2 Cortante en vigas peraltadas	28
2.5.3 Procedimiento de diseño mediante el modelo de puntales y tensores	29
2.5.3.1 Resistencia de los puntales	32
2.5.3.2 Resistencia de los tensores	35
2.5.3.3 Resistencia de las zonas nodales	37

2.6	Modelación y singularidad de modelos	38
-----	--------------------------------------	----

CAPÍTULO 3 Concreto reforzado con fibras

3.1	Aspectos históricos	44
3.2	Ventajas y desventajas del uso de fibras	46
3.3	Tipos y propiedades de fibras usadas en el concreto	47
3.3.1	Fibras de acero	47
3.3.2	Fibras de vidrio	51
3.3.3	Fibras sintéticas	52
3.3.4	Fibras naturales	54
3.3.5	Sistemas múltiples de fibras	55
3.4	Concreto reforzado con fibras de acero	56
3.4.1	Manufactura de fibras de acero	56
3.4.2	Elaboración de CRFA	57
3.4.2.1	Proporciones de la mezcla	57
3.4.2.2	Métodos de mezclado	59
3.4.3	Propiedades físicas del CRFA	59
3.4.4	Durabilidad del CRFA	63
3.4.5	Aplicaciones del concreto reforzado con fibras de acero (CRFA)	64

CAPÍTULO 4 Diseño de concreto reforzado con fibras de acero

4.1	Comportamiento y modos de falla del concreto reforzado con fibras de acero	68
4.2	Consideraciones de diseño	69
4.2.1	Propiedades mecánicas utilizadas para diseño	70
4.2.1.1	Resistencia a compresión	71
4.2.1.2	Resistencia a tensión directa	73
4.2.1.3	Resistencia a flexión	74
4.2.1.4	Tenacidad a flexión	76
4.3	Diseño de vigas de concreto reforzado con fibras de acero	77
4.3.1	Flexión	77
4.3.2	Cortante	81

CAPÍTULO 5	Programa experimental propuesto	
5.1	Introducción	88
5.2	Descripción de los especímenes	89
5.3	Materiales	90
5.4	Diseño de los especímenes sin CRFA	91
5.5	Refuerzo de los especímenes de prueba	94
5.6	Diseño de los especímenes de CRFA	96
5.7	Resistencias de diseño de los especímenes	100
5.8	Metodología experimental	101
5.8.1	Elaboración y control de mezclas de concreto	101
5.8.2	Construcción	102
5.8.3	Dispositivo de carga	103
5.8.4	Instrumentación	104
5.9	Singularidad del modelo de puntales y tensores para el diseño de los especímenes	107
CAPÍTULO 6	Conclusiones y recomendaciones prácticas	
6.1	Conclusiones	112
6.2	Recomendaciones	116
BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS		120
APÉNDICES		125
Apéndice A		
A.1.	Diseño estructural del espécimen de prueba (MPT 1)	
A.2.	Diseño estructural del espécimen de prueba (MPT 2)	
A.3.	Diseño estructural del espécimen de prueba conforme a NTC-C del RCDF (2004)	
A.4.	Diseño estructural del espécimen de prueba (MPT 1 con fibras)	
A.5.	Diseño estructural del espécimen de prueba (MPT 2)	
A.6.	Diseño estructural del espécimen de prueba conforme a NTC-C del RCDF (2004) con fibras	
A.7.	Diseño estructural del espécimen de prueba conforme al reporte ACI 544.4R con fibras	
Apéndice B		
Resumen y adaptación de la base de datos presentada por Parra (2006) en su artículo: “Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers; Evaluating an alternative to minimum transverse reinforcement”		

INTRODUCCIÓN

Para analizar el comportamiento de estructuras de concreto reforzado para los diferentes niveles de solicitaciones dinámicas, incluidas las sísmicas, es deseable establecer un nivel de daño aceptable tanto en los elementos estructurales como en los no estructurales y en los contenidos de la estructura (inmobiliario, equipo, instalaciones, etc.). El nivel de daño aceptable varía según la función e importancia de la construcción, por ello se debe establecer un desempeño estructural que cumpla con las funciones para las cuales la estructura ha sido concebida.

Lo anterior, en términos de daños, de disipación de energía y de ductilidad, significa que se presente una secuencia aceptable en el modo de falla de la estructura. Para lograr esto, los elementos estructurales deben diseñarse con suficiente capacidad de resistencia y de deformación para garantizar que ocurra el mecanismo previsto. En general, se buscan modos de falla dúctiles.

Los procedimientos de diseño que se utilizan en los códigos de diseño deben ser seguros, conceptualmente correctos, sencillos de aplicar, y no deben implicar un incremento en los costos de diseño o de construcción. En general, los procedimientos de diseño resultan más efectivos si se basan en modelos relativamente sencillos, en lugar de hacerlo sobre ecuaciones empíricas complejas.

Los elementos de concreto normalmente están sujetos a estados de esfuerzos y deformaciones que pueden ser complejos y que son resultado de diferentes combinaciones de cargas y solicitaciones. En particular, el conocimiento de los mecanismos resistentes a cortante es de gran importancia cuando se trata de evitar comportamientos que resulten en la falla frágil de los elementos estructurales.

El efecto más relevante de la fuerza cortante en un elemento de concreto es el desarrollo de esfuerzos de tensión inclinados con respecto al eje longitudinal del miembro. Estos esfuerzos pueden originar la falla del elemento a una carga inferior a aquella asociada con una falla dominada por flexión.

Debido a la complejidad del problema, los métodos utilizados para dimensionar elementos de concreto sujetos a fuerza cortante en la actualidad, se basan en el conocimiento empírico de su comportamiento adquirido a través de evidencia experimental. Los estudios experimentales se han concentrado principalmente en la determinación de la resistencia del concreto al agrietamiento inclinado y de la contribución del refuerzo transversal a la resistencia.

En general, las teorías para diseño por cortante tienen como fundamento común la analogía plástica de la armadura. Por otra parte, el modelo de puntales y tensores (MPT) es una generalización de la analogía de la armadura que permite representar el flujo de esfuerzos en un elemento. Este método resulta particularmente útil en el diseño de regiones de discontinuidad. Dado que las vigas de gran peralte constituyen un caso especial de regiones de discontinuidad, se enfoca la atención al desempeño de estos elementos y al estudio del efecto de la degradación de

las propiedades del concreto en la resistencia, en la capacidad de deformación inelástica y en el comportamiento general de elementos peraltados ante cargas monotónicas crecientes.

Objetivo

El objetivo principal de este proyecto es evaluar la efectividad de fibras de acero como refuerzo del concreto ante esfuerzo cortante en vigas peraltadas así como estudiar la capacidad del concreto con fibras para mejorar la ductilidad y tenacidad de dichas vigas. De esta manera sería posible reducir la cantidad de refuerzo requerido en zonas de alta congestión, simplificando el procedimiento constructivo y aumentando la ductilidad del elemento de concreto, además de controlar la anchura de grieta bajo condiciones de servicio.

Justificación

Numerosas investigaciones sobre el uso de concreto reforzado con fibras han sido desarrolladas en años recientes, dando como resultado un planteamiento que evidencia un potencial importante en el desarrollo de materiales de construcción reforzados con fibras. Estos nuevos desarrollos indican que el concreto reforzado con fibras puede ser económico y útil como material de construcción ya que posee características que lo hacen técnicamente adecuado para aplicaciones estructurales. El uso de fibras puede beneficiar las propiedades del concreto como son la resistencia a la tensión y la capacidad de deformación a la fractura.

Las propiedades mecánicas de los concretos reforzados con fibras, en especial su resistencia a tensión y su resiliencia, los hace idóneos para su uso en vigas de gran peralte que normalmente están sujetas a grandes esfuerzos cortantes. Sin embargo, la falta de evidencia experimental sobre el desempeño de este tipo de concretos, asociada con la poca diseminación que ha tenido comercialmente el uso de fibras en nuestro país, son dos razones que limitan su utilización en la práctica.

Alcance

El propósito de esta tesina es desarrollar una metodología para diseño de vigas peraltadas reforzadas con fibras de acero. Se pretende que dicha metodología sea simple y tenga un significado físico claro de modo que los ingenieros de la práctica puedan resolver problemas de diseño de forma racional y sencilla. Se revisan analíticamente los procedimientos y mecanismos del efecto del cortante y se aborda la incorporación de fibras de acero como refuerzo ante esta sollicitación mecánica, haciendo una revisión histórica de los resultados obtenidos en investigaciones anteriores.

La finalidad de este análisis es el de justificar el desarrollo de un programa experimental en el que se compruebe cuantitativamente la efectividad del empleo de fibras de acero. Este trabajo incluye el diseño de los elementos que serán parte de dicho programa experimental, la propuesta de empleo de las fibras hecha con base en los resultados de otras investigaciones y la metodología para el desarrollo de las pruebas experimentales, así como la descripción de la instrumentación necesaria para medir la efectividad del refuerzo con fibras y describir el comportamiento general de los especímenes de prueba.

El diseño de los especímenes para el programa experimental propuesto parte de las consideraciones que se estipulan en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) y en los Requisitos de Reglamento de Construcción para Concreto Estructural, ACI 318-11 para elementos peraltados (ACI, 2011). A estos, se suma el diseño de los especímenes de concreto reforzado con fibras de acero. Las consideraciones de diseño que se tomaron en cuenta, se basan en los resultados de investigaciones previas que se presentan en el trabajo y que han servido como evidencia experimental para justificar el uso de fibras de acero con fines estructurales.

Organización del documento

Este documento se ha dividido en seis capítulos y dos apéndices. En el capítulo 1, se aborda el problema del cortante mediante una revisión bibliográfica de los conceptos involucrados y de las principales consideraciones del diseño a corte. También se presentan los principales mecanismos de resistencia a cortante así como los parámetros que pueden afectarlo.

En el capítulo 2 se sintetizan dos de las teorías para diseño por cortante y se revisan los enfoques de dos reglamentos de diseño de uso en México, como son el RCDF 2004 y el ACI 318-11.

En el capítulo 3 se analizan los aspectos técnicos de la tecnología que envuelve el uso de fibras para refuerzo del concreto y los tipos de fibras más comunes. Se hace especial énfasis en las fibras de acero, sus aspectos de producción, propiedades físicas, consideraciones para la elaboración de concreto reforzado con fibras de acero y sus aplicaciones.

En el capítulo 4 se presentan las consideraciones de diseño del concreto reforzado con fibras de acero con base en resultados experimentales previos y se muestra el potencial del uso de fibras de acero como refuerzo de concreto con fines estructurales. Se toma en cuenta el mejoramiento de las propiedades mecánicas del concreto y se presenta la forma en que el comité 544 del *American Concrete Institute* (ACI) recomienda el diseño de vigas de concreto reforzado con fibras de acero.

En el capítulo 5 se propone un programa experimental que compruebe la efectividad del uso de fibras de acero como refuerzo por cortante en vigas de gran peralte. Se describen las características de los materiales de construcción, los especímenes de prueba y las consideraciones hechas para el diseño de las vigas reforzadas con fibras de acero. También se define la metodología del programa, así como el dispositivo de carga, la instrumentación y el sistema de captura de datos a emplear.

En el capítulo 6 se presentan las conclusiones y recomendaciones aplicables al uso de concreto reforzado con fibras resultantes a partir del análisis de la información que se consultó para este trabajo y del diseño de las vigas realizado. Finalmente en el apéndice A se incluyen las memorias de cálculo con los diseños detallados de los especímenes de prueba. En el apéndice B se incluye la base de datos de la que surgieron las consideraciones de diseño desarrolladas en este trabajo para vigas peraltadas reforzadas con fibras de acero.

NOMENCLATURA

a	Profundidad del bloque de esfuerzos rectangular
a/c	Relación agua-cemento de una mezcla de concreto
a/d	Relación entre el claro de cortante a y el peralte efectivo d de un elemento
A'_s	Área del refuerzo a compresión
A_{cs}	Área de la sección transversal en un extremo del puntal
A_g	Área bruta de la sección de concreto. Para una sección con huecos, A_g es el área de concreto sólo y no incluye los huecos
A_{nz}	Área de la cara de una zona nodal en donde actúa F_u
A_s	Área del refuerzo a tensión
A_{si}	Área total del refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i , en la capa i de refuerzo con barras a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal
A_{tp}	Área del refuerzo presforzado en un tensor
A_{ts}	Área del refuerzo no presforzado en un tensor
A_v	Área del acero vertical comprendida en cada distancia s ; o bien
A_v	Área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s
A_{vh}	Área del acero horizontal comprendida en cada distancia s_i ; o bien
A_{vh}	Área del refuerzo transversal horizontal paralelo al refuerzo por flexión en las caras laterales de una viga peraltada
b	Ancho de la viga
b_s	Ancho de un puntal
b_w	Ancho de la sección (nomenclatura del ACI 318-11)
c	Distancia de la fibra extrema a compresión al eje neutro encontrada igualando las fuerzas internas de tensión y compresión
C	Fuerza de compresión
C_w	Componente de la fuerza cortante que se transmite por acción de arco o puntal
d	Peralte efectivo de la sección
d	Distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del refuerzo a tensión
d/a	Relación peralte a claro de cortante efectiva, (expresión 4.7)
d_f	Diámetro de las fibras
e	Distancia de la fibra extrema a compresión a la cima del bloque de esfuerzos a tensión (Figura 4.9)
E_s	Módulo de elasticidad del acero
f_c^*	Resistencia nominal del concreto a compresión calculada como $0.8f_c$
f_c	Resistencia a compresión del concreto
f_s	Esfuerzo en el acero a compresión bajo cargas factorizadas
f_t	Resistencia a tensión del concreto obtenida de resultados de pruebas de tensión indirectas de cilindros de 6 x 12in. (150 x 300 mm)
F_{be}	Eficiencia de adherencia de las fibras la cual varía de 1.0 a 1.2 dependiendo de las características de las fibras
F_c	Fuerza de compresión en el bloque de compresión por flexión
f_c	Resistencia especificada a la compresión en concreto (kgf/cm^2)
f_{ce}	es el menor valor entre: la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal o zona nodal de un MPT
f_d	Esfuerzo de compresión en las diagonales (puntales)
F_{ia}	Esfuerzo en la cuerda inferior (Figura 2.1)

F_{ij}	Nombre del puntal o tensor en un MPT, los índices i y j , se refieren al número de nodos a los que llega el elemento de que se trate
F_n	Resistencia nominal de un puntal, tensor o zona nodal; y
F_{nm}	Resistencia nominal a la compresión de una zona nodal
F_{nt}	Resistencia nominal de un tensor
F_R	Factor de reducción de resistencia igual a 0.8 para cortante y torsión
F_s	Fuerza de tensión en el acero y/o en el presfuerzo
F_{sa}	Esfuerzo en la cuerda superior (Figura 2.1)
f_{se}	Esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo después de que han ocurrido todas las pérdidas de presforzado
F_u	Fuerza factorizada que actúa en un puntal o en un tensor, o en una cara de una zona nodal
f_y	Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal
f_{yh}	Esfuerzo de fluencia del acero A_{vh}
f_{yt}	Es el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo transversal
f_{yv}	Esfuerzo de fluencia del acero A_v
h	Peralte total del elemento
H_f	Componente horizontal combinada de las fuerzas de fricción T_f y N_f a través de la grieta inclinada
I	Momento de inercia de una sección
l	Longitud de la fibra
l_{dh}	Longitud de desarrollo de ganchos estándar en tensión
L/d_f	Relación de aspecto de una fibra
M	Momento flexionante que actúa en la sección.
M_n	Momento nominal de una viga de concreto reforzado con barras y fibras de acero (sección 4.3.1)
M_u	Momento flexionante factorizado en la sección
N	Fuerza normal aplicada sobre el elemento;
N_f	Fuerza normal en la grieta por la transmisión de esfuerzos residuales de tensión;
N_u	Carga axial factorizada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u o T_u ; debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tensión
p	Cuantía de refuerzo longitudinal calculada como A_s/bd
p_f	Porcentaje en volumen de las fibras
p_w	Cuantía de refuerzo A_s evaluada sobre el área $b_w d$
Q	Momento del área encima o debajo del punto de cálculo del esfuerzo cortante respecto al eje neutro
s	Separación entre los estribos
s_h	Separación del refuerzo horizontal A_{vh}
s_v	Separación del refuerzo vertical A_v
T_f	Suma de las fuerzas de fricción tangenciales en la grieta o resistencia por trabazón del agregado
T_{fc}	Fuerza de tensión en el concreto con fibras
T_{rb}	Fuerza de tensión en la barra de refuerzo
V	Fuerza cortante que actúa en la sección
V_c	Resistencia nominal a cortante del concreto y está conformada por las componentes V_{cc} V_{cf} y C_w
V_{cc}	Resistencia a cortante del concreto o cortante transmitido en la zona de compresión por flexión

Nomenclatura y Abreviaturas

V_{cf}	Fuerza cortante transferida por fricción a través de la grieta y está dada por la suma de las componentes verticales de T_f y N_f
V_{cr}	Fuerza cortante que toma el concreto
V_d	Fuerza de dovela
V_f	Componente vertical combinada de las fuerzas de fricción T_f y N_f a través de la grieta inclinada
V_n	Resistencia nominal a cortante y está dada por las contribuciones del concreto, el acero;
V_p	Componente vertical de la fuerza de presfuerzo, si existe
V_s	Fuerza cortante tomada por los estribos que atraviesan la grieta
V_s	Fuerza cortante resistida por los estribos (Figura 2.1)
V_{sh}	Contribución del refuerzo horizontal a cortante, A_{vh} en una viga diafragma
V_{sR}	Fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal
V_{sv}	Contribución del refuerzo vertical a cortante, A_v en una viga diafragma
V_u	Fuerza cortante factorizada en la sección
w_t	Ancho efectivo de un tensor supuesto para diseño
z	Brazo interno de palanca de la sección
Δf_p	Es el aumento en el esfuerzo en el acero de presfuerzo debido a las cargas factorizadas
α	Ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento
β_{cr}	Ángulo de inclinación de la grieta
β_n	Parámetro que refleja el grado de perturbación de las zonas nodales debido a la incompatibilidad de las deformaciones de tensión en los tensores y deformaciones de compresión en los puntales
β_s	Factor que toma en cuenta la influencia del agrietamiento y del esfuerzo de confinamiento en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal
ϕ	Factor de resistencia para puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo en esos modelos y es igual a 0.75
ε_c	Deformación del concreto a compresión
ε_s	Deformación del acero a tensión en el momento resistente teórico de la viga, para barras es igual a f_y/E_s ; para las fibras es igual a σ_f/E_s basado en el esfuerzo de las fibras desarrollado durante el desprendimiento (esfuerzo de adherencia dinámico de 333 psi) (2.29 MPa) (Figura 4.9)
λ	Factor de modificación que toma en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión
v	Esfuerzo cortante calculado en una sección en un punto dado, $v = VQ / Ib$; o bien
v	Esfuerzo cortante promedio a la falla de una sección, calculado mediante la expresión $v = V/bd$
v_{cf}	Esfuerzo cortante promedio en vigas de CRFA (Sharma, 1986)
θ	Ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza
σ_t	Esfuerzo de tensión en el concreto con fibras
$\tau_{f,max}$	Resistencia al desprendimiento de las fibras de acero “pullout resistance” (Voo y Fooster, 2003)

ABREVIATURAS

ACI 318 Requisitos de reglamento de construcción para concreto estructural preparado por el comité ACI 318

CENAPRED Centro Nacional de Prevención de Desastres

CFIL Concreto con fibras impregnadas con lechada

CPO Cemento Portland ordinario

CRFA Concreto reforzado con fibras de acero

E1C Espécimen de prueba de control, sin refuerzo transversal por cortante y sin fibras de acero

E2E Espécimen de prueba de control, con refuerzo transversal por cortante en forma de estribos

E3F-1 Espécimen de prueba sin refuerzo transversal con 1% en volumen de fibras de acero deformadas en sus extremos

E4F-2 Espécimen de prueba sin refuerzo transversal con 2% en volumen de fibras de acero deformadas en sus extremos

MPT Modelo de puntales y tensores

NTC- C Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RCDF

RC-80/60-BN fibra de alambre estirado en frío, con extremos conformados y encolado en peines, elaborada con acero normal de bajo carbono, que tiene una longitud de 60 mm y un diámetro de 0.75 mm, por lo que tiene una relación de esbeltez de 80, recomendada para los ensayos propuestos en el trabajo

RCDF Reglamento de Construcción del Distrito Federal

SFRC Siglas en inglés para CRFA (Steel Fiber Reinforced Concrete)

SIFCON Siglas en inglés para concreto con fibras impregnadas por lechada (Slurry Infiltrated Concrete)

STM Siglas en inglés para MPT (Strut and Tie Model)

TMA Tamaño máximo de agregado

TCC Teoría de los campos de compresión

TMCC Teoría modificada de los campos de compresión

Capítulo 1

FUERZA CORTANTE EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

CAPÍTULO 1 FUERZA CORTANTE EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

1.1 Introducción

En este capítulo se aborda el problema de cortante en elementos de concreto reforzado mediante una revisión de los conceptos involucrados y de los principales parámetros relacionados con el diseño a corte. La información aquí presentada se basa en el reporte del comité ACI 445 sobre cortante y torsión sobre los recientes enfoques sobre el diseño por cortante del concreto estructural (ACI 445R, 1999). Se resalta la importancia del problema de cortante en el diseño estructural; se presentan los principales mecanismos de resistencia a cortante y los parámetros que pueden afectarla, en particular en relación al comportamiento de vigas peraltadas de concreto reforzado.

1.2 Antecedentes

Los primeros ensayos encaminados a la determinación de los efectos de la fuerza cortante en elementos de concreto reforzado se realizaron hace más de 75 años. Desde entonces, y en especial de 1946 a la fecha, se han llevado a cabo muchas investigaciones tendientes a evaluar la influencia de distintos factores, de manera que en la actualidad se dispone de una cantidad importante de datos experimentales. Sin embargo, son muchas las variables que influyen en la resistencia de elementos sujetos a fuerza cortante, y el efecto interactivo de las mismas, ha hecho difícil analizar los resultados de las investigaciones y experiencias disponibles (González, 2005).

La filosofía actual de diseño sismo-resistente establece que una estructura debe ser dimensionada y detallada de manera que, ante el máximo sismo esperado, desarrolle articulaciones plásticas en ciertos elementos. En todos los casos, la región de la articulación plástica, que incluye parte del elemento adyacente a la articulación misma, debe diseñarse de manera que resista el cortante asociado a la plastificación por flexión y el nivel de deformación esperado (Alcocer, 1998).

En un ambiente sísmico como el de nuestro país, la gran mayoría de los elementos estructurales se ve sometida a esfuerzos cortantes significativos. Las fuerzas cortantes generalmente actúan en combinación con flexión, carga axial y, en algunos casos, torsión. La transmisión de este tipo de fuerzas, el desarrollo de mecanismos adecuados para soportarlas y el establecimiento de criterios de detallado adecuados constituyen un reto importante para el diseñador. La transmisión de cortante en elementos de concreto reforzado se apoya principalmente en las resistencias a tensión y a compresión del concreto, por lo que las fuerzas de cortante pueden provocar fallas de tipo frágil, indeseables en el diseño sísmico e inconsistentes con la metodología de diseño por capacidad. Por consiguiente, el adecuado diseño a cortante, es un factor determinante en el comportamiento dúctil de la estructura.

La mayoría de los reglamentos de diseño utilizan métodos seccionales para el diseño convencional de vigas bajo flexión y cortante. Los requisitos de reglamento de construcción para concreto estructural (ACI 318, 2011) asumen que la flexión y el cortante pueden ser manejados por

separado para su combinación más desfavorable en una sección dada. La interacción entre flexión y cortante se contempla indirectamente mediante reglas de detallado para el refuerzo por flexión. Además, se manejan revisiones de los niveles de esfuerzos en el concreto para asegurar un comportamiento con ductilidad suficiente y un control de anchura de grietas diagonales ante cargas de servicio (ACI 445R, 1999).

A principios del siglo XIX, el modelo de la analogía de la armadura fue utilizado como herramienta conceptual en el análisis y diseño de vigas de concreto reforzado. Ritter postuló que después que una viga de concreto reforzado se agrieta por esfuerzos de tensión diagonal, esta puede ser idealizada como una celosía de cuerdas paralelas con diagonales de compresión inclinadas 45° con respecto al eje de la viga (Ritter, 1899). Después, Mörsch introdujo el uso de este concepto para analizar la torsión (1920, 1922). Estos modelos de armadura omiten la contribución del concreto en tensión, sin embargo Withey (1908) y Talbot (1909) demostraron que este enfoque proporciona resultados conservadores cuando se comparan con pruebas experimentales.

Históricamente se ha incluido la contribución del concreto V_c , suplementaria a los modelos de armadura para reflejar los resultados de pruebas en vigas y losas con poco o ningún refuerzo por cortante y para asegurar la economía en el diseño de esos elementos. De este modo, la resistencia a cortante de un elemento de concreto reforzado está conformada por la suma del aporte de la resistencia a cortante del concreto y el aporte del acero de refuerzo transversal.

Las primeras especificaciones estándar del ACI (1920) se basaron en esfuerzos permisibles en el concreto debidos a cortante y se pretendía que estos esfuerzos previnieran fallas por aplastamiento diagonal del alma antes de la fluencia de los estribos. Estas consideraciones formaron la base para subsecuentes códigos de diseño del ACI donde se utilizaban procedimientos cada vez más racionales y se hacían distinciones entre esfuerzos permisibles máximos de elementos de concreto con refuerzo en el alma y sin éste.

En el reglamento ACI 318 de 1951, los cálculos del área de refuerzo por cortante se basaron en la analogía de la armadura a 45° , en la cual el refuerzo del alma debía diseñarse para soportar la diferencia entre el cortante total y el cortante asumido como resistido por el concreto. Sin embargo algunas fallas de vigas en la década de los cincuentas llevaron a cuestionar los procedimientos tradicionales de diseño del ACI.

Dichas fallas en conjunción con numerosas investigaciones, indicaron que el diseño por fuerza cortante y la tensión diagonal asociada a dicha fuerza, era un problema complejo que envuelve muchas variables y requerían de una revisión de sus conceptos fundamentales.

Talbot puntualizó los problemas de estos procedimientos y desde 1909, basado en sus pruebas experimentales concluyó que:

El valor del esfuerzo cortante a la falla “v” varía con el porcentaje de refuerzo por flexión, con la longitud relativa de la viga, y con otros factores que afectan la rigidez del elemento. Además, en vigas sin refuerzo en el alma, la resistencia de esta, depende la calidad y resistencia del concreto.

Por otro lado, mencionó que entre mayor sea la rigidez de la viga, más grande es el esfuerzo vertical que puede ser desarrollado. Las vigas peraltadas cortas, mostraron resultados mayores que las vigas largas y esbeltas, del mismo modo, vigas con altos porcentajes de refuerzo, mostraron resultados mayores que vigas con bajo contenido de acero longitudinal (Talbot, 1909).

Desafortunadamente, los descubrimientos de Talbot acerca de la influencia del porcentaje de refuerzo longitudinal y la relación entre longitud y peralte no fueron reflejados en las ecuaciones de diseño sino hasta mucho después.

Más recientemente, se desarrollaron procedimientos de diseño enfocados en la economía del diseño del refuerzo con estribos, concentrándose en implementar un término para la contribución del concreto a la capacidad por cortante y otro para el refuerzo provisto, asumiendo una armadura con elementos inclinados a 45° (ACI 318, 1995). Otro procedimiento se fundamentó en una armadura con diferentes ángulos de inclinación dentro de ciertos límites sugeridos sobre las bases de la teoría de la plasticidad. Este procedimiento se conoce como el “modelo estándar de la armadura sin contribución del concreto” y atribuye la resistencia a fuerza cortante a la existencia de fuerzas debidas a la interacción entre agregados y a fuerzas de dovela entre las grietas, las cuales permiten una menor inclinación de las compresiones diagonales y una movilización adicional de los estribos. Por otro lado, el procedimiento nombrado como el modelo de la armadura modificada se refiere a una combinación del modelo de la armadura con ángulos variables y una contribución del concreto, que para elementos no presforzados, disminuye con el nivel de esfuerzo cortante (CEB, 1978; Ramirez y Breen, 1991).

Sin embargo, el modelo de la armadura no considera algunas componentes del mecanismo de resistencia a cortante como la trabazón entre agregados y su fricción, la acción de dovela del refuerzo longitudinal, y el cortante tomado por el concreto sin agrietar. Para vigas presforzadas, por ejemplo, entre mayor es el porcentaje de presfuerzo menor es el ángulo de inclinación del primer agrietamiento diagonal. Por lo tanto, dependiendo del nivel de esfuerzos de compresión debido al presfuerzo, las vigas de concreto presforzado tienen ángulos de agrietamiento a la falla menores que las vigas sin presfuerzo y, por lo tanto, requieren de menor cantidad de estribos.

Tradicionalmente en la práctica en Norteamérica, el área adicional de acero longitudinal a tensión para cortante, se proveía extendiendo las barras a una distancia igual al peralte efectivo “ d ” de la sección más allá del punto de inflexión del diagrama de momento. Sin embargo lo anterior resulta adecuado sólo para un modelo de armadura con diagonales a 45°. Para otros casos, la fuerza adicional por tensión longitudinal debería determinarse a partir del equilibrio del modelo de la armadura. Debido a que el esfuerzo cortante se asume como uniformemente distribuido sobre la profundidad del alma, la tensión actúa en la sección media del peralte. Así, el límite superior de la fuerza cortante se establece limitando el esfuerzo cortante f_d , en las diagonales a compresión a una fracción de la resistencia del concreto a compresión. Como el concreto en el alma agrietada de una viga está sujeto a esfuerzos de compresión diagonal que son paralelos o casi paralelos a las grietas inclinadas, la resistencia de este concreto debe ser función entonces de 1) la presencia de

grietas y la orientación de las mismas; 2) el esfuerzo de tensión en la dirección transversal; y 3) la deformación longitudinal en el alma.

En los años setentas, el desarrollo de la teoría de la plasticidad extendió la aplicabilidad del modelo inicial de Ritter y Mörsch de la analogía de la armadura a dominios sin fluencia definida (Nielsen y Braestrup, 1975; Muller, 1978; Marti, 1980).

En 1987, Schlaich y otros extendieron el modelo de la armadura para vigas con diagonales uniformemente inclinadas, para desarrollar el Modelo de Puntales y Tensores (MPT) o Strut and Tie Model (STM por sus siglas en inglés). Dicho modelo resultó particularmente relevante en regiones donde la distribución de las deformaciones no es lineal a lo largo del peralte. Schlaich y otros introdujeron entonces los conceptos de regiones B y D, donde B se refiere a Bernoulli, donde la distribución de las deformaciones es lineal y D se refiere a discontinuidad, donde la distribución de deformaciones no es lineal (1987). El Modelo de Puntales y Tensores es discutido ampliamente en el capítulo 2 de este trabajo.

En 1964, Kupfer encontró una solución para la inclinación del agrietamiento diagonal mediante un análisis de un modelo de armadura, consistente en miembros linealmente elásticos y despreciando la resistencia a tensión del concreto.

Por su parte, Collins y Mitchell (1980) desarrollaron la Teoría de los Campos de Compresión (TCC) o Compression Field Theory (CFT por sus siglas en inglés), sin asumir comportamiento lineal para miembros sujetos a torsión y cortante, la cual supone que después del agrietamiento no hay esfuerzos de tensión en el concreto. Posteriormente, Vecchio y Collins (1982 y 1986) presentaron la Teoría Modificada de los Campos de Compresión (TMCC) o Modified Compression Field Theory (MCFT por sus siglas en inglés), la cual da buenos resultados para miembros con diversos porcentajes de refuerzo transversal, incluyendo el caso de almas sin refuerzo. A diferencia de la TCC que solo resulta precisa para miembros con altos contenidos de refuerzo transversal.

En la década de los noventas se desarrollaron otras teorías para diseño por cortante como la teoría de cortante por fricción (Loov y Patnaik, 1994) y otras que usan leyes constitutivas para fricción y para la determinación de las deformaciones en el alma de vigas, considerando la formación de grietas, su anchura y el espaciamiento de las mismas, entre otros factores (Reineck, 1991; Belarbi y Hsu, 1991, 1994, 1995; Pang y Hsu, 1995; Hsu, 1993).

La existencia de varios métodos de diseño obedece a la importancia relativa que diversos investigadores han otorgado a los diferentes mecanismos de transferencia de cortante.

En las secciones siguientes se hará un resumen de los aspectos principales del comportamiento y modos de falla de elementos sujetos a fuerza cortante, indicando los efectos de diversas variables en los mecanismos de agrietamiento y falla por cortante.

1.3 Comportamiento de elementos de concreto reforzado ante fuerza cortante

El comportamiento de un elemento de concreto de sección prismática sujeto a combinaciones de fuerza cortante, momento flexionante y carga axial es esencialmente elástico antes de que aparezcan las primeras grietas debidas a flexión en la parte inferior del elemento. Al aumentar las cargas, la fuerza cortante puede generar esfuerzos principales que excedan la resistencia a tensión del concreto, produciendo grietas inclinadas a una altura aproximada de medio peralte. Estas grietas pueden aparecer súbitamente en puntos donde no exista una grieta de flexión o, más frecuentemente, como extensión de grietas de flexión que gradualmente cambian de inclinación. A partir de este momento, el comportamiento del elemento difiere del correspondiente a un miembro cuya falla está dominada por flexión. La grieta inclinada puede aparecer súbitamente y extenderse inmediatamente hasta causar el colapso de la pieza. En este caso la falla se denomina de *tensión diagonal*. Por otra parte, puede suceder que el agrietamiento inclinado se desarrolle gradualmente y que el colapso de la pieza se produzca finalmente por aplastamiento del concreto en la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada, al reducirse considerablemente la región disponible para soportar los esfuerzos de compresión originados por flexión. En este caso la falla se denomina de *compresión por cortante*. La diferencia esencial entre ambos tipos de falla consiste en que, en una falla por tensión diagonal, el agrietamiento inclinado es súbito y causa el colapso de la pieza repentinamente, mientras que en una falla de compresión por cortante, la pieza puede soportar cargas mayores que la que produce el agrietamiento inclinado.

Algunos autores establecen un tercer tipo de falla, denominada generalmente de *adherencia por cortante*. Esta falla se caracteriza porque la resistencia del elemento se alcanza cuando se presentan extensos agrietamientos longitudinales al nivel del acero de tensión simultáneamente a un aplastamiento ligero en la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada.

Por otro lado, la presencia de acero de refuerzo transversal restringe la extensión y anchura de las grietas inclinadas. Si se tiene refuerzo transversal en cantidades suficientes, las grietas inclinadas serán pequeñas y de poca consideración y la falla se producirá en flexión, antes o después de la fluencia del acero longitudinal; de este modo, si el elemento tiene poco refuerzo en el alma, la falla puede producirse por fractura de una o varias de las barras de refuerzo transversal.

En los ensayos de laboratorio se ha observado que la resistencia a fuerza cortante de un elemento con refuerzo transversal se puede estimar de manera sencilla y conservadora como la suma de su resistencia al agrietamiento inclinado más la contribución del refuerzo transversal.

1.4 Mecanismos de resistencia al cortante

Identificados inicialmente por el Comité 426 ASCE-ACI (ASCE, 1973) y estudiados más tarde por Reineck (1991), se han propuesto los siguientes mecanismos de transferencia de cortante:

- a) Esfuerzo cortante en el concreto no agrietado de la zona de compresión por flexión V_{cc} . La integración de los esfuerzos de corte en la zona de compresión da como resultado una componente que frecuentemente se asocia con la contribución del concreto. Sin embargo,

En el diagrama de cuerpo libre a lo largo de una grieta inclinada de la figura 1.1 se puede apreciar el enfoque para la determinación de la resistencia a cortante de un miembro estructural de concreto con refuerzo transversal. El equilibrio vertical de este diagrama de cuerpo libre resulta en la ecuación básica siguiente:

$$V_n = V_s + V_c + V_p \quad (1.1)$$

Donde:

- V_n es la resistencia nominal a cortante y está dada por las contribuciones del concreto, el acero;
- V_s es la fuerza cortante tomada por los estribos que atraviesan la grieta y está dada por $A_v f_y d_v (\cot \beta_{cr})/s$
- V_c es la resistencia a cortante proporcionada por el concreto y está conformada por las componentes V_{cc} , V_{cf} y C_w
- V_p es la componente vertical de la fuerza de presfuerzo, si existe.

1.5 Parámetros que afectan la capacidad a cortante

Los factores que afectan la capacidad a cortante de un elemento de concreto reforzado son:

- a) Relación claro de cortante a peralte (a/d). Para relaciones a/d menores que 2.5, el esfuerzo cortante promedio a la falla es progresivamente mayor que en vigas de bajo peralte y claros grandes debido a que se facilita la formación de un puntal de compresión directamente entre el punto de aplicación de carga al apoyo. En estos casos los elementos deberían ser diseñados mediante un modelo de puntales y tensores.
- b) Cuantía de refuerzo longitudinal. A menor cantidad de refuerzo longitudinal, el elemento puede fallar a esfuerzos de corte más bajos. Esta reducción puede ser explicada por el incremento en la anchura de grietas que resulta en una disminución de la transferencia de cortante en la entrecara y mayores grietas por flexión que reducen tanto el tamaño de la zona a compresión como la acción de dovela.
- c) Fuerza axial. La tensión axial disminuye la resistencia a cortante de elementos sin refuerzo transversal, mientras que la compresión la incrementa.
- d) Efecto de tamaño. A mayor tamaño de un elemento estructural, se presentan mayores anchuras de grieta y menor habilidad para transmitir corte a través de la entrecara agrietada (Collins, 1997). Adicionalmente, de acuerdo con la teoría de la mecánica de la fractura, cuando la falla está controlada por tensión, el esfuerzo nominal a la falla disminuye con el aumento en el tamaño del elemento ya que la carga de falla aumenta a una tasa menor que la superficie de falla disponible y la energía de fractura permanece más o menos constante (Alcocer, 1998).
- e) Condiciones de carga. La contribución del concreto a la resistencia a cortante, depende en gran medida de la ductilidad del elemento y de las condiciones de carga. Así, para cargas biaxiales, se obtienen degradaciones más severas de dicha contribución que para cargas uniaxiales. A partir de resultados experimentales en vigas y columnas sometidas a cargas uniaxiales y biaxiales, Aschheim y otros (1997) demostraron que la contribución del

concreto se degrada con el incremento en la ductilidad de desplazamiento a partir de valores de uno. Adicionalmente, cuando se forman puntales de compresión, su ángulo de inclinación es función de la magnitud de la rotación en la articulación plástica, ya que cambia gradualmente desde la zona de la articulación hasta fuera de ella. Así mismo, las cargas cíclicas inducen esfuerzos de tensión y compresión alternados en el concreto que aceleran su degradación y disminuyen su resistencia a cortante.

Si bien se han desarrollado diferentes teorías y modelos para el entendimiento del comportamiento de elementos estructurales sujetos a fuerza cortante, la complejidad de este fenómeno es evidente, no solo por el número y la diversidad de elementos que lo componen, sino porque su efecto en las estructuras puede producir fallas de comportamiento frágil. Es manifiesto también que la unificación de criterios para diseño por cortante no ha sido posible. Por ello, la necesidad de evaluar alternativas tanto de diseño como de refuerzo por cortante para vigas peraltadas adquiere relevancia significativa.

Capítulo 2

CRITERIOS PARA DISEÑO POR CORTANTE

CAPÍTULO 2 CRITERIOS PARA DISEÑO POR CORTANTE

2.1 Introducción

Tradicionalmente, el diseño de elementos de concreto reforzado se ha realizado por secciones, es decir, tratando de manera independiente cada sección para la combinación crítica de flexión, cortante y carga axial y sin tener en cuenta la interacción cortante-flexión o tratándose de manera empírica. Sin embargo, este método de diseño no funciona en regiones con discontinuidades geométricas o con cargas concentradas ya que sólo es aplicable en regiones en las que se cumplen las hipótesis de Bernoulli.

Actualmente, la mayoría de los métodos de diseño por cortante son semiempíricos y se basan en la suma de las contribuciones del concreto y del refuerzo transversal. La contribución del concreto se calcula con base en expresiones obtenidas a partir de resultados experimentales y la del acero está fundamentada en un modelo sencillo de armadura plástica. Sin embargo este enfoque presenta deficiencias, especialmente en regiones con discontinuidades y en elementos peraltados. Esto se debe a que dichos modelos no consideran los posibles mecanismos de falla y las condiciones de degradación de las propiedades del concreto y del anclaje (Alcocer, 1998).

En este capítulo, se presentan dos teorías para diseño por cortante y se revisan los enfoques de los reglamentos de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito federal (NTC-C del RCDF-2004) y del reglamento ACI 318-11, realizando el Modelo de Puntales y Tensores (MPT), como el método recomendado por el ACI 318, para diseño de elementos peraltados.

2.2 Analogía de la armadura

El modelo de la armadura propuesta por Ritter y Morsch a principios del siglo pasado fue el punto de partida de la mayoría de las investigaciones teóricas y experimentales sobre concreto estructural sometido a cortante y ha sido adoptado por muchos códigos como la base de sus recomendaciones de diseño para cortante y torsión.

El modelo de la armadura se ha usado para identificar los flujos de fuerzas internas en el concreto reforzado y como herramienta conceptual para el análisis y diseño de vigas de concreto reforzado. En 1892 se introdujo el método de Hennebique para calcular las fuerzas en los estribos (ACI 445R, 1999).

En 1899, Ritter presentó una explicación del método de la armadura y argumentó que los estribos tienen como función principal contrarrestar los esfuerzos de tensión en el concreto, más que actuar como elementos verticales a tensión. Ritter sugirió que una viga con refuerzo transversal en la que existen grietas causadas por tensiones inclinadas puede idealizarse como una armadura en la que el refuerzo longitudinal funciona como la cuerda de tensión, el refuerzo transversal como las diagonales de tensión, el concreto de la zona comprimida como la cuerda de compresión, y las porciones de concreto entre las grietas inclinadas como las diagonales de compresión.

Por otro lado, Mörsch, en las primeras dos décadas del siglo pasado, presentó el modelo clásico de la armadura con puntales orientados a 45°. Mörsch realizó pruebas en vigas sujetas a flexión para verificar el modelo y concluyó que, aunque fue prácticamente imposible determinar la inclinación de las grietas, el modelo a 45° se ajustaba conservadoramente bien. Mörsch introdujo el uso de la analogía de la armadura para torsión despreciando la contribución del acero de refuerzo.

La analogía de la armadura, basada principalmente en los trabajos de Ritter y Mörsch, considera que el equilibrio interno de una sección sujeta a cortante se asemeja a una armadura, en la que la cuerda superior resiste la compresión, la cuerda inferior la tensión, los estribos están a tensión y las diagonales (puntales de concreto) toman la compresión en el alma del elemento y corren paralelas a las grietas diagonales, generalmente a 45° respecto del eje de la viga (figura 2.1).

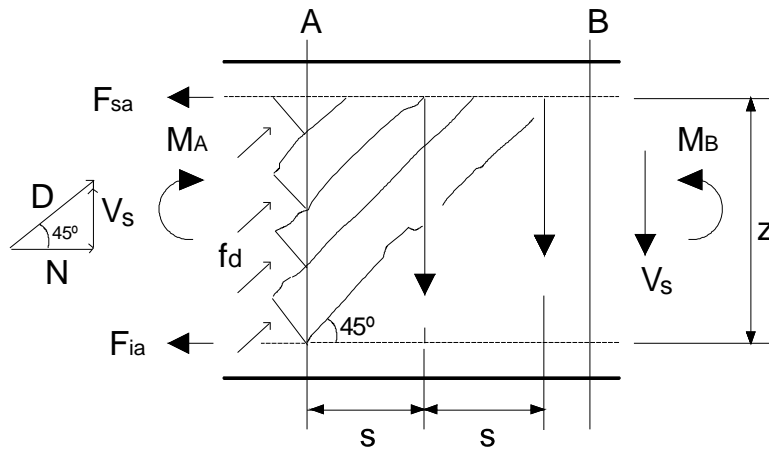


Figura 2.1 – Diagrama de cuerpo libre de una sección de concreto reforzado

Al resolver el diagrama de cuerpo libre de la sección mostrada en la figura 2.1, se obtienen las siguientes expresiones:

$$F_{sa} = -\frac{M_A}{z} + \frac{V}{2} \cot 45^\circ \quad (2.1)$$

$$F_{ia} = \frac{M_A}{z} + \frac{V}{2} \cot 45^\circ \quad (2.2)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y \cdot z \cdot \cot 45^\circ}{s} \quad (2.3)$$

$$f_d = \frac{V}{z \cdot b_w \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos 45^\circ} \quad (2.4)$$

Donde:

F_{sa} es el esfuerzo en la cuerda superior

F_{ia} es el esfuerzo en la cuerda inferior

V_s es el cortante en los estribos, en este caso, igual al cortante total V

f_d es el esfuerzo de compresión en las diagonales (puntales)

A_v es el área del refuerzo transversal

f_y	es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal
s	es la separación entre los estribos
z	es el brazo interno de palanca de la sección y
b_w	es el ancho de la sección.

Con base en la ecuación (2.3), se obtiene una expresión de la contribución del refuerzo transversal a la resistencia a cortante similar a la propuesta por el ACI y por las NTC-C del RCDF.

Muchas fórmulas empíricas se han desarrollado con el fin de calcular los esfuerzos de cortante en el concreto, también llamada contribución del concreto. Sin embargo, existen numerosas diferencias entre ellas por la dispersión de los ensayos, la deficiente representación de ciertos parámetros en los experimentos, los diferentes modos de falla observados y la influencia de la resistencia a tensión del concreto. Estos factores limitan la validez de las fórmulas empíricas e incrementan la necesidad de métodos más racionales.

Referente a la contribución del concreto, esta se ha incluido para considerar el agrietamiento, pero limitándola de modo que se traten de prevenir fallas por aplastamiento antes de la fluencia de los estribos. Se han desarrollado ecuaciones empíricas que establecen límites para la contribución del concreto considerando los efectos del refuerzo en el alma, condiciones de anclaje del mismo, resistencia del concreto a tensión, cuantía de refuerzo longitudinal, relación a/d , peralte y fuerza axial o nivel de presfuerzo y, en algunos casos, tamaño máximo del agregado (TMA).

2.3 Modelo de puntales y tensores

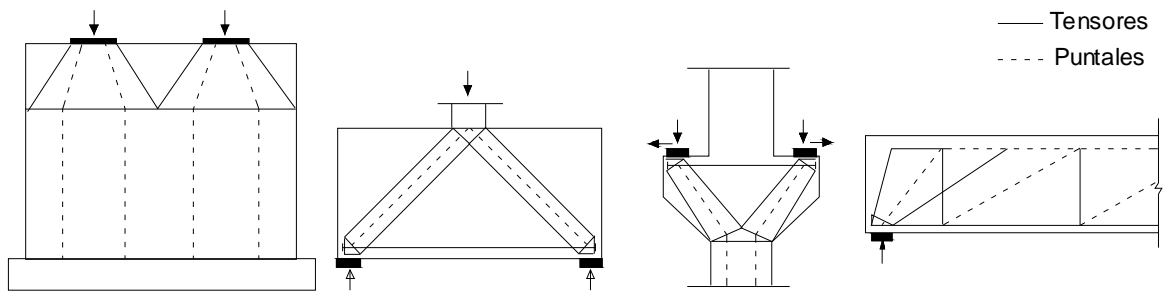
El MPT es una representación discreta del campo de esfuerzos obtenido de las fuerzas aplicadas y de las condiciones de apoyo de un elemento estructural. Representa la forma en que se transmite la carga a través de un miembro de concreto mediante un sistema de fuerzas estático compuesto por tres tipos de elementos: puntales, tensores y nodos.

En estos modelos, el elemento se idealiza mediante miembros a compresión (puntales) que representan los flujos de esfuerzos de compresión, tensores uniaxiales para los esfuerzos de tensión, y nudos en los que confluyen las cargas externas, los puntales y los tensores.

El MPT ha probado su utilidad como una herramienta consistente para el análisis y diseño de elementos de concreto reforzado y presforzado, en particular para las regiones sometidas a altos niveles de esfuerzos de dichos elementos. El MPT es útil para visualizar el flujo de fuerzas internas y permite proveer de una configuración de refuerzo adecuada para resistir dichas fuerzas.

Para propósitos de diseño, las dimensiones de los puntales y tensores se determinan a partir de diferentes esfuerzos permisibles, mismos que son función de las características del campo de esfuerzos, del agrietamiento, del refuerzo y del confinamiento del concreto.

La figura 2.2 muestra algunos elementos que pueden ser modelados mediante puntales y tensores.



a) Muro con cargas concentradas b) Viga peraltada c) Ménsula d) Viga simplemente apoyada

Figura 2.2 – Elementos modelados con puntales y tensores (adaptada de Schlaich y otros, 1987)

2.3.1 Principios básicos

El MPT es una solución estática o del límite inferior de la teoría de la plasticidad. Marti (1985) explica que este modelo constituye un posible sistema de fuerzas en equilibrio de una estructura para la condición de carga última y, si es adecuadamente dimensionado, representa el límite inferior de la resistencia de la misma.

Las principales hipótesis del MPT son:

- a) Todas las cargas externas son aplicadas en nodos del modelo supuesto.
- b) Sólo se presentan fuerzas uniaxiales en los puntales y tensores.
- c) La falla se debe a la formación de un mecanismo resultante de la fluencia de uno o más de los tensores del modelo.
- d) El agrietamiento del concreto no ocurre antes de la fluencia de las barras de los tensores, lo cual se previene limitando el nivel de esfuerzos en el concreto.
- e) El refuerzo se detalla adecuadamente para prevenir fallas locales de adherencia.

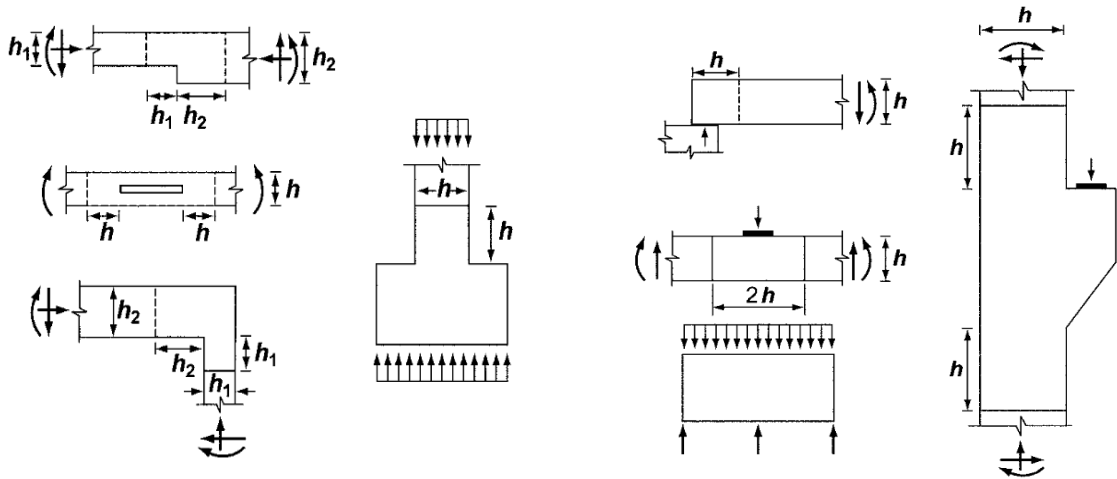
Una de las principales ventajas de usar una armadura para representar los elementos resistentes en un miembro es que el flujo de fuerzas se puede visualizar fácilmente. El uso de MPT es, en sí, una generalización del método de la analogía de la armadura para el diseño de concreto estructural. Su uso permite tener en cuenta, de manera directa y simultánea, la interacción del cortante y la flexión.

Los MPT son, a menudo, clasificados en dos categorías con base en las regiones de la estructura en las cuales son aplicados. La distinción está basada en la distribución de esfuerzos elásticos dentro de la misma, aunque éstos no son necesariamente representativos de la distribución real de esfuerzos.

Las regiones en las que el flujo de esfuerzos de compresión es uniforme se denominan regiones B y pueden ser diseñadas con base en la analogía o modelo clásico de la armadura. Una región B, es por tanto, una porción de un miembro en la que pueden ser aplicadas las hipótesis de las secciones planas de la teoría de flexión. En el caso de diseño por cortante, permite representar al

elemento como una armadura con cuerdas paralelas en la que la cuerda inferior representa el refuerzo longitudinal, la cuerda superior representa la zona a compresión del concreto y el flujo de esfuerzos de compresión es idealizado como una serie de puntales inclinados paralelos entre sí. El diseño de regiones B puede hacerse también empleando métodos a base de secciones.

Por otra parte, las regiones en las que se presenta alguna alteración en el flujo interno de esfuerzos que hace que no sean aplicables los principios de distribución lineal de deformaciones se denominan regiones D. Estas regiones deben ser tratadas separadamente en el proceso de diseño y se presentan cerca de puntos de aplicación de cargas concentradas, apoyos, esquinas, bordes, aberturas y discontinuidades. La figura 2.3 a) muestra algunos ejemplos de discontinuidades geométricas, mientras que la figura 2.3 b) presenta ejemplos de la combinación de discontinuidades geométricas y de cargas. Mientras las regiones D no se agrieten, pueden analizarse aplicando la Ley de Hooke, sin embargo, después del agrietamiento, deben emplearse ciertas aproximaciones en el diseño, ya que es inapropiado suponer que las secciones planas permanecen planas o que los esfuerzos de corte son uniformes en todo el peralte del elemento.



a) Discontinuidades geométricas

b) Discontinuidades geométricas y de cargas

Figura 2.3 – Ejemplos de regiones D y discontinuidades (adaptada de ACI 318-11)

Los esfuerzos y las trayectorias de los esfuerzos son más suaves en las regiones B si se comparan con patrones con cambios bruscos cerca de las discontinuidades. La intensidad de los esfuerzos decrece rápidamente con la distancia al origen de la perturbación.

En la figura 2.4 se presentan las trayectorias y distribuciones de esfuerzos y el MPT correspondiente de una viga peraltada, cuya relación a/d la hace por completo una región D. Para el diseño de este tipo de elementos es particularmente útil el MPT ya que, en elementos con relaciones claro de cortante a peralte menores que 2.5, el comportamiento está determinado por la acción de puntal y tensor y, tal como lo presentaron Collins y Mitchell (1991) empleando resultados experimentales de Kani, una predicción con MPT resulta más cercana a los resultados experimentales que una empleando métodos de análisis por secciones. Para valores a/d mayores

a 2.5, la resistencia calculada con el MPT decae rápidamente al incrementarse a/d y resulta muy por debajo del comportamiento real. En dichos casos, un modelo de diseño por secciones que incluya la contribución del concreto V_c , es más apropiado.

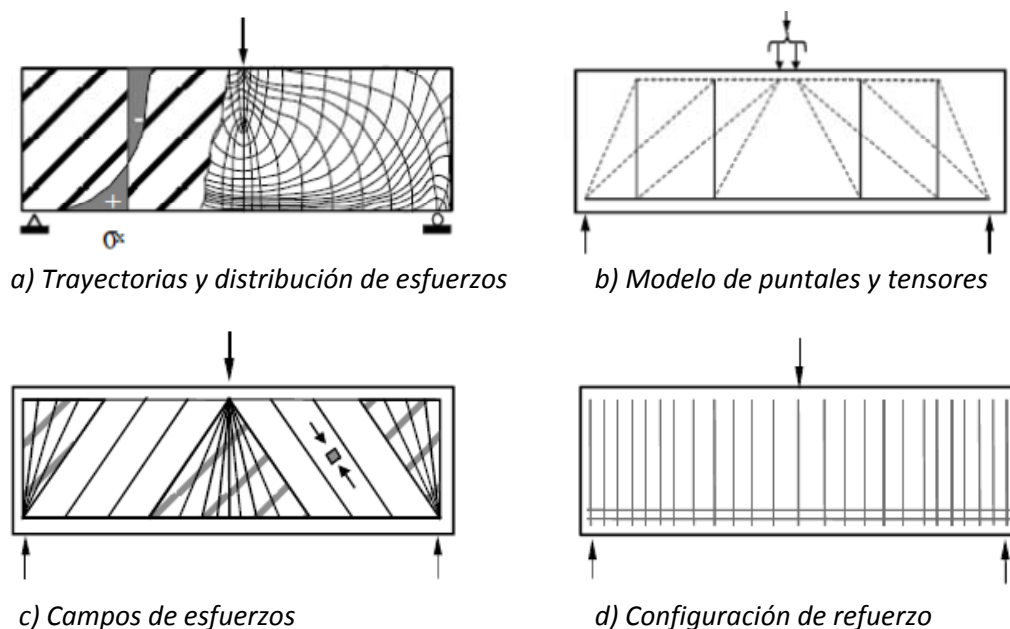


Figura 2.4 – Características y modelado de una región D (adaptada de Barton y otros, 1991)

El MPT es, sin duda, el método más apropiado para el diseño de vigas peraltadas, mismas que son el objeto de estudio de este trabajo.

2.3.2 Elementos del modelo de puntales y tensores

El MPT está constituido por puntales, tensores y zonas nodales. Los puntales son los elementos sujetos a compresión en un MPT y son, generalmente, elementos de concreto a compresión. Un puntal representa la resultante de un campo de compresión que puede tener una configuración prismática, de abanico o de botella (figura 2.5).

Para diseño, los puntales se idealizan como elementos prismáticos en compresión, como lo señalan las líneas rectas punteadas de las figuras 2.2 y 2.4 b). Si la resistencia efectiva a la compresión f_{ce} difiere en los dos extremos de un puntal, ya sea debido a las diferentes resistencias de la zona nodal o a las diferentes longitudes de apoyo, el puntal es idealizado como un elemento a compresión de ancho variable. El puntal con forma de abanico se presenta en puntos de aplicación de carga o en apoyos y está formado por varios puntales con forma trapezoidal. En algunos casos, los puntales pueden modelarse usando un puntal con forma de botella, formado por puntales inclinados que producen esfuerzos de tensión perpendiculares a la línea de acción de las cargas aplicadas, los cuales deben ser resistidos por refuerzo transversal o por tensión en el concreto.

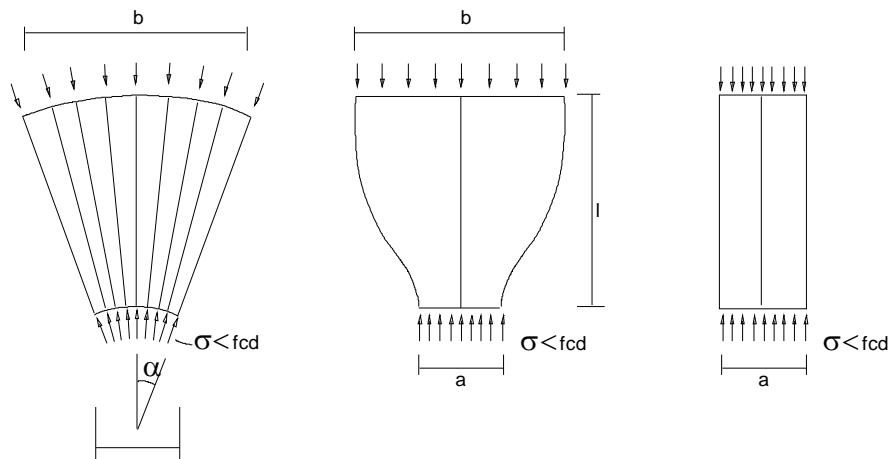


Figura 2.5 – Idealización de formas básicas de puntales (Schlaich y otros, 1987)

Para simplificar el diseño, los puntales en forma de botella se idealizan como elementos de forma prismática o de ancho variable a los que se provee de un refuerzo para el control de fisuración causado por la tensión transversal.

Los tensores son los elementos a tensión del MPT. Usualmente, las fuerzas del tensor son resistidas por acero de refuerzo colocado simétricamente alrededor de la línea de acción de la fuerza en el tensor. El refuerzo debe extenderse en toda la longitud del tensor y debe ser adecuadamente anclado en los nudos. La cantidad de refuerzo se determina a partir de la fuerza en el tensor. Idealmente, el tensor debería dimensionarse para alcanzar su fluencia ante la carga última de diseño. Sin embargo, con el fin de asegurar un modo de falla dúctil, se debe garantizar una plataforma de fluencia suficientemente amplia para permitir la formación del mecanismo antes del agrietamiento del concreto. El acero de refuerzo puede estar formado por una o varias barras de acero o por tendones de presfuerzo. El concreto que rodea al eje del tensor y que es concéntrico con el eje del mismo, se desprecia para el cálculo de la capacidad axial del tensor. Aunque no se considera en el diseño, el concreto adyacente reduce la deformación del tensor, bajo cargas de servicio.

Las zonas nodales o nudos son las zonas aleatorias a los puntos en los que confluyen varios elementos del MPT y representan las regiones en las cuales las fuerzas deben ser reorientadas o desviadas. Pueden presentarse tres tipos de nudos de acuerdo con el sentido de las fuerzas que actúan en ellos: los nudos C-C-C en los que confluyen únicamente fuerzas de compresión; nudos C-C-T, que reciben dos componentes de compresión y una de tensión; y nudos C-T-T, que reciben dos o más fuerzas de tensión.

En la figura 2.6 a) se muestra una zona nodal C-C-C. Si los esfuerzos en las caras de la zona nodal son iguales en los tres puntales, la relación de los anchos de la zona nodal w_{n1} , w_{n2} y w_{n3} , tendrían las mismas proporciones que las tres fuerzas C_1 , C_2 , C_3 respectivamente. Las caras de una zona nodal *hidrostática* son perpendiculares a los ejes de los puntales y tensores que actúan en dicho nodo. Se les llama zonas nodales hidrostáticas porque los esfuerzos en el plano son iguales

en todas direcciones. Sin embargo, estrictamente hablando, esta terminología es incorrecta porque los esfuerzos en el plano no son iguales a los esfuerzos fuera del mismo.

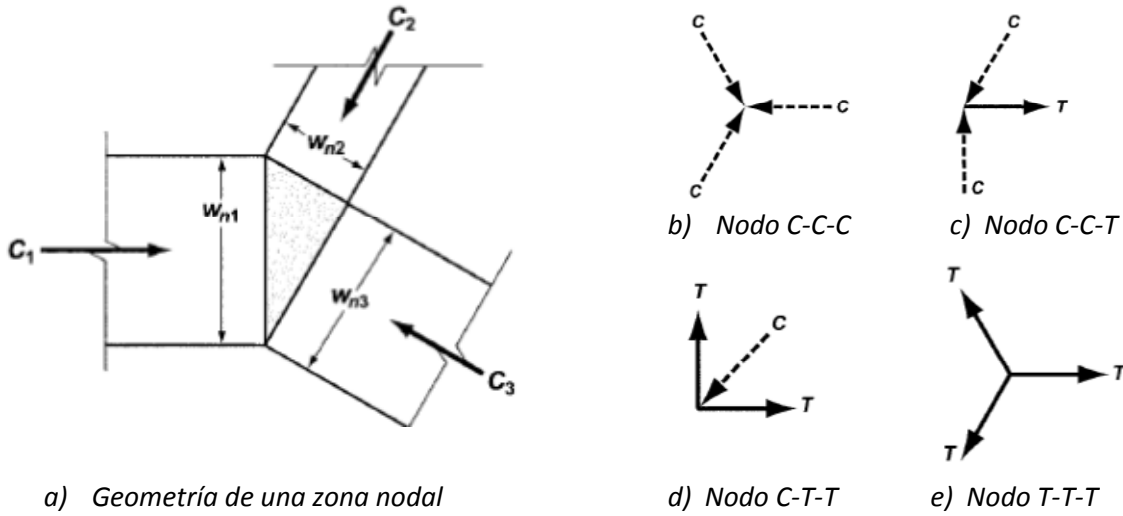


Figura 2.6 – Clasificación de nudos (adaptada de ACI 318-11)

La figura 2.7 ilustra el concepto de zona nodal extendida. Las áreas sombreadas en la figura 2.7 a) y b) son zonas nodales extendidas. Dichas zonas, son aquellas partes del elemento que quedan acotadas por la intersección del ancho efectivo del puntal, w_s y el ancho efectivo del tensor w_t .

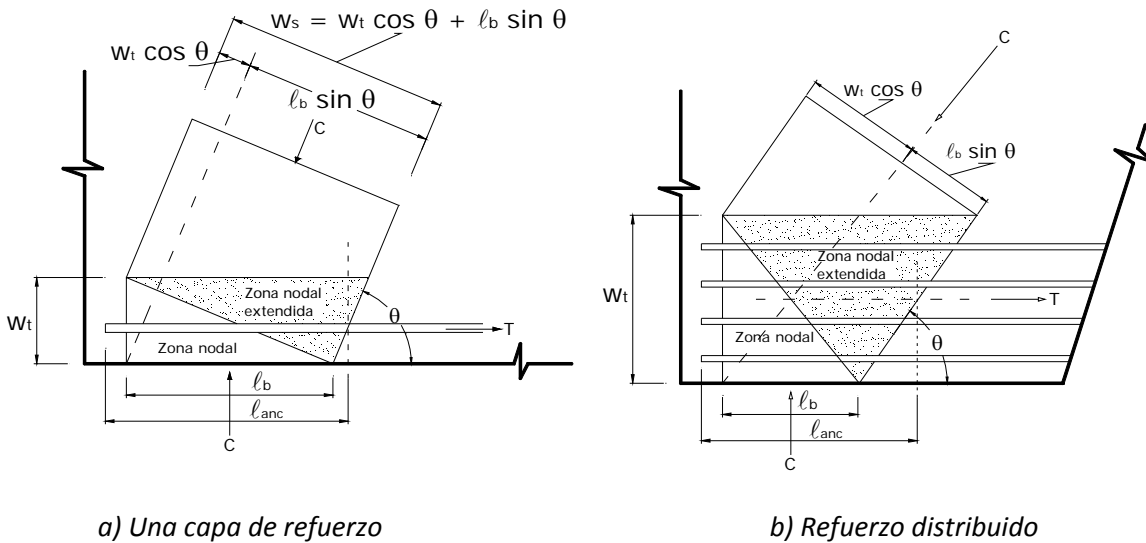


Figura 2.7 – Zona nodal extendida para dos distribuciones de refuerzo longitudinal (adaptada de ACI 318 -11).

2.4 Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RCDF.

El diseño por cortante adoptado por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C) del RCDF (2004) está basado en la analogía clásica de la armadura. Las expresiones de dimensionamiento utilizadas han sido derivadas de dicha teoría y consideran que la capacidad a cortante de un elemento de concreto reforzado, sin presfuerzo, está dada por la suma de la contribución del concreto y la contribución del refuerzo transversal.

A continuación se presentan las secciones relativas al diseño por cortante de las NTC-C del RCDF. Para facilitar al lector, todas las expresiones incluyen el número de ecuación que se utiliza en las NTC-C entre paréntesis cuadrado. La segunda numeración corresponde a la secuencia numérica de ecuaciones en este trabajo.

Nótese que se listan las ecuaciones de las NTC-C correspondientes a unidades del sistema MKS.

La sección 2.5.1 de las NTC-C se refiere al diseño por cortante de elementos sometidos a flexión y cortante (vigas). Para vigas sin presfuerzo con relación claro a peralte total, L/h no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cr} , se calcula como:

Si $p < 0.015$:

$$V_{cr} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \quad [2.19] \text{ -- (2.5)}$$

Si $p \geq 0.015$:

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad [2.20] \text{ -- (2.6)}$$

Donde:

- V_{cr} es la fuerza cortante que toma el concreto
- b es el ancho de la sección
- d es el peralte efectivo de la sección
- f_c^* es la resistencia nominal del concreto a compresión calculada como $0.8f'_c$
- F_R es el factor de reducción de resistencia igual a 0.8 para cortante y torsión
- p es la cuantía de refuerzo longitudinal calculada como A_s/bd .

Si L/h es menor que 4, y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{cr} será el valor obtenido con la ecuación (2.6) multiplicado por:

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} > 1.0 \quad (2.7)$$

pero sin que se tome V_{cr} mayor que

$$V_{cr} = 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.8)$$

En el factor definido por la ecuación (2.7), M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección, respectivamente. Dicho factor se utiliza para considerar el efecto negativo de la relación a/d que, como ya se mencionó, afecta la resistencia a fuerza cortante.

Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ecuación (2.6) sin modificar el resultado. Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{CR} se hará variar linealmente entre los valores dados por las ecuaciones (2.5) y (2.6).

Cuando una carga concentrada actúa a no más de $0.5d$ del paño de un apoyo, el tramo de viga comprendido entre la carga y el paño del apoyo, además de cumplir con los requisitos anteriores, se revisará con el criterio de cortante por fricción (sección 2.5.10 de las NTC-C).

Las expresiones para V_{CR} son aplicables cuando la dimensión transversal h del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor de 700 mm. Cuando la dimensión transversal h es mayor que 700 mm, como sucede en algunos casos particulares de vigas peraltadas, el valor de V_{CR} deberá multiplicarse por un factor que no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8 como sigue:

$$0.8 \leq 1 - 0.0004 (h - 700) \leq 1.0 \quad [2.18] \text{ -- (2.9)}$$

En la expresión (2.9), la dimensión h estará en mm.

La contribución del acero a la resistencia a corte se especifica en la sección 2.5.2 de las NTC-C. Los requisitos generales para el refuerzo por cortante establecen que debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos. Para estribos de columnas, vigas principales y arcos, no se permite usar acero con esfuerzo de fluencia f_y mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²). Así mismo, para dimensionar el esfuerzo de fluencia de la malla de refuerzo no se tomará mayor que 412 MPa (4 200 kg/cm²).

Además, no se considerará la contribución de estribos que formen un ángulo con el eje de la pieza menor de 45°, ni barras dobladas en que dicho ángulo sea menor de 30°.

La sección 2.5.2.2 requiere que, en vigas, se suministre un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño V_u , sea menor que V_{CR} . El área de refuerzo mínimo para vigas es:

$$A_{v,\text{mín}} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{b s}{f_y} \quad [2.22] \text{ -- (2.10)}$$

El refuerzo mínimo por cortante estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (no. 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo ($d/2$).

En lo que se refiere a la separación del refuerzo transversal, la sección 2.5.2.3 indica que:

- a) Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido será:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin\theta + \cos\theta)}{V_{SR}} \quad [2.23] \text{ -- (2.11)}$$

Donde:

- A_v es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s ;
 θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza; y
 V_{sR} es la fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ($V_{sR} = V_u - V_{cR}$).

También se establece que el refuerzo por tensión diagonal nunca será menor que el obtenido con la expresión (2.10) y que la separación s , no debe ser menor de 60 mm.

- b) Si V_u es mayor que V_{cR} y se cumple que:

$$V_u \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.12)$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

- c) Si por otro lado:

$$V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.13)$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

Además, la sección 2.5.2.4 limita la capacidad última a cortante V_u a ciertos valores dependiendo del elemento estructural:

- a) En vigas

$$V_u \leq 2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.14)$$

- b) En columnas

$$V_u \leq 2 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.15)$$

- c) En marcos dúctiles, donde V_{cR} sea igual a cero o se ignore la contribución del concreto a la resistencia a cortante

$$V_u \leq 2 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.16)$$

Por otro lado, para tomar en cuenta el comportamiento de elementos peraltados sujetos a cortante, la sección 2.5.7 establece los requisitos para vigas *diafragma*, definidas como aquellas cuya relación de claro libre entre apoyos L , a peralte total h , es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado. Para estos elementos, la fuerza cortante que resiste el concreto se determina conforme a lo que dispone la sección 2.5.1.1 para vigas con relación L/h menor que 4.

Así mismo, la sección 2.5.7.1 establece que la sección crítica para fuerza cortante de vigas diafragma se considerará situada a una distancia del paño del apoyo igual a $0.15L$ en vigas con carga uniformemente repartida, e igual a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas. La sección crítica no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo si las cargas y reacciones comprimen directamente dos caras opuestas de la viga, ni a más de medio peralte efectivo en caso contrario.

Los requerimientos de refuerzo mínimo para *vigas diafragma* (sección 2.5.7.1) son los estipulados de acuerdo con la sección 5.7 para refuerzo por cambios volumétricos.

Por otro lado, la sección 2.5.7.3 estipula que si la fuerza cortante de diseño, V_u es mayor que V_{cR} , la diferencia se toma con refuerzo transversal determinado en la sección crítica y se colocará en todo el claro.

Para vigas donde las cargas y reacciones comprimen directamente caras opuestas, el refuerzo constará de estribos cerrados verticales y barras horizontales.

La contribución del refuerzo vertical, A_v , se supondrá igual a:

$$V_{sv} = 0.083 F_R f_{yv} d A_v \frac{1 + L/d}{s} \quad [2.25] - (2.17)$$

Donde:

A_v es el área del acero vertical comprendida en cada distancia s ; y

f_{yv} es el esfuerzo de fluencia del acero A_v

Mientras que la contribución del refuerzo horizontal, A_{vh} , se supondrá igual a:

$$V_{sh} = 0.083 F_R f_{yh} d A_{vh} \frac{11 - L/d}{s} \quad [2.26] - (2.18)$$

Donde:

A_{vh} es el área del acero horizontal comprendida en cada distancia s_{hi} ; y

f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del acero A_{vh}

Para vigas donde las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras opuestas, se tomarán en cuenta las disposiciones de las secciones 2.5.4 y 2.5.5 de las NTC-C para casos con reacciones y cargas concentradas próximas y elementos con tensiones perpendiculares a su eje.

Finalmente, la sección 2.5.7.4 de las NTC, limita el valor de V_w en vigas diafragma a:

$$V_u \leq 2F_R b d \sqrt{f^* c} \quad (2.19)$$

2.5 Requisitos de reglamento de construcción para concreto estructural ACI 318-11

El diseño por cortante en Estados Unidos se basa en la suma de la contribución del refuerzo por cortante V_s , calculado a partir de la analogía de la armadura con elementos paralelos a 45° , y la contribución del concreto V_c . Para el caso de vigas peraltadas cuyo comportamiento no puede describirse con la analogía de la armadura, el ACI 318 permite el uso del Apéndice A para su diseño mediante el MPT desde su versión del 2002.

Nuevamente para facilitar al lector, se incluye la numeración original de las expresiones de diseño del ACI 318-11 entre paréntesis cuadrados. Con objeto de hacer la comparación más fácil, las expresiones del ACI 318-11 se han convertido para hacer uso del sistema de unidades MKS, como se ha hecho para el resto de las expresiones de este trabajo.

2.5.1 Elementos esbeltos

La resistencia a cortante proporcionada por el concreto para elementos esbeltos de concreto no presforzados como vigas de bajo peralte y claros largos, se calcula según lo especificado en la sección 11.2 de la siguiente manera:

- a) Para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad [11-3] \text{ -- (2.20)}$$

- b) Para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = 0.53\left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad [11-4] \text{ -- (2.21)}$$

- c) Para elementos sometidos a tensión axial significativa, V_c debe tomarse como cero a menos que se haga un análisis más detallado utilizando la expresión siguiente:

$$V_c = 0.53\left(1 + \frac{N_u}{35A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad [11-8] \text{ -- (2.22)}$$

Pero no menor a cero, donde N_u , es negativa para fuerzas de tensión.

Así mismo, la sección 11.2.2.1 permite calcular V_c mediante un método más detallado de la siguiente forma:

- a) Para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176p_w \frac{V_u d}{M_u}\right)b_wd \leq 0.93\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad [11-5] \text{ -- (2.23)}$$

En la ecuación (2.15), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor a 1 y para su cálculo se usará M_u ocurriendo simultáneamente con V_u en la sección considerada.

- b) Para elementos sometidos a compresión axial, se permite utilizar la ecuación (2.23) modificada de la siguiente manera:

$$V_c = \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176p_w \frac{V_u d}{M_m}\right)b_wd \quad (2.24)$$

Esta sin limitar $V_u d/M_m$ al valor de 1.0 y usando el valor de M_m calculado con la expresión (2.25) en lugar de M_u :

$$M_m = M_u - N_u \left(\frac{4h - d}{8}\right) \quad (2.25)$$

Sin embargo, V_c debe cumplir con:

$$V_c \leq 0.93\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \sqrt{\frac{N_u}{35A_g}} \quad [11.7] \text{ -- (2.26)}$$

La relativa complejidad de las ecuaciones (2.23) y (2.25) hace que no se utilicen con frecuencia y en su lugar, se emplee la ecuación (2.20).

- c) Para elementos sometidos a tensión axial significativa se calcula de igual manera con la ecuación (2.22).

En las expresiones anteriores:

λ	es el factor de modificación que toma en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto ligero, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión
f'_c	es la resistencia especificada a la compresión en concreto (kgf/cm^2)
b_w	es el ancho de la sección
d	es el peralte efectivo de la sección
N_u	es la carga axial factorizada normal a la sección transversal, que ocurre simultáneamente con V_u o T_u y debe tomarse como positiva para compresión y negativa para tensión
A_g	es el área bruta de la sección de concreto que para una sección con huecos, A_g es el área de concreto sólo y no incluye los huecos
p_w	es la cuantía de refuerzo A_s evaluada sobre el área $b_w d$
V_u	es la fuerza cortante factorizada en la sección
M_u	es el momento flexionante factorizado en la sección
h	es el espesor total o altura del elemento.

La sección 11.4 del ACI 318-11 trata sobre la resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo de corte. El diseño del refuerzo por cortante está basado en una modificación a la analogía de la armadura. Dicha analogía supone que todo el cortante es resistido por el refuerzo transversal, sin embargo, la evidencia experimental sobre elementos presforzados y no presforzados indica que el refuerzo para cortante necesita diseñarse para resistir únicamente el cortante que excede al que provoca el agrietamiento inclinado.

El refuerzo por cortante que permite el ACI se puede proveer mediante:

- Estribos perpendiculares al elemento;
- Refuerzo electrosoldado de alambre colocado perpendicularmente al eje del elemento;
- Espirales, estribos circulares y estribos cerrados de confinamiento;
- Estribos que formen un ángulo de 45° o más con el refuerzo longitudinal por tensión;
- Refuerzo longitudinal con una parte doblada que forme un ángulo de 30° o más con el refuerzo longitudinal de tensión y;
- Combinaciones de estribos y refuerzo longitudinal doblado;

Para controlar la anchura de la fisuración diagonal, el ACI 318-11 limita los valores de los esfuerzos de fluencia usados en el diseño del refuerzo para cortante f_y y f_{yt} a 420 MPa (4200 kgf/cm^2) para refuerzo tradicional y a 550 MPa (5600 kgf/cm^2) para refuerzo electrosoldado de alambre corrugado.

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $d/2$ ni de 60 cm en elementos de concreto no presforzado. Para estribos

inclinados y refuerzo longitudinal doblado, deben espaciarse de manera que cada línea a 45° que se extienda hacia la reacción desde la mitad de la altura del elemento ($d/2$), hasta el refuerzo longitudinal de tensión debe estar cruzada por al menos una línea de refuerzo por cortante.

Finalmente las separaciones máximas dadas anteriormente se deben reducir a la mitad en elementos donde se cumpla que:

$$V_s \geq 1.1\sqrt{f'_c}b_wd \quad (2.27)$$

Los límites de refuerzo mínimo de la sección 11.4.6 establecen que se coloque un área mínima de refuerzo por cortante, $A_{v,min}$ en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión donde V_u exceda de $0.5\phi V_c$, excepto en los casos siguientes, referentes a vigas de concreto:

- Vigas con h no mayor de 250 mm
- Vigas integrales con losas de concreto con peralte total h no mayor de 600 mm, y no mayor que el mayor de 2.5 veces el espesor del patín, o 0.5 veces el ancho del alma
- Vigas construidas con concreto de peso normal reforzado con fibras de acero, con una resistencia nominal a la compresión f'_c que no exceda de 40 MPa (407 kgf/cm²), con un peralte total h no mayor de 600 mm, y V_u no mayor de $0.53\sqrt{f'_c}b_wd$.

El refuerzo mínimo para cortante restringe la formación de agrietamiento inclinado y por consiguiente, aumenta la ductilidad y advierte del peligro de falla. La presencia de este refuerzo es muy importante si un elemento es sometido a una fuerza de tensión imprevista o a una sobrecarga.

La excepción del inciso (c) merece un comentario especial. Dicha expresión intenta proporcionar una alternativa para proveer el refuerzo por cortante. La evidencia experimental ha mostrado que las vigas de concreto reforzado con fibras de acero onduladas o con anclajes en sus extremos, en dosificaciones como las especificadas en la sección 5.6.6.2 del reglamento ACI 318-11, tienen una resistencia a cortante mayor que $0.9\sqrt{f'_c}b_wd$ (kgf/cm²). Sin embargo, no existen datos sobre el uso de fibras de acero como refuerzo a cortante en elementos expuestos a cloruros provenientes de sales descongelantes, sal, agua salada, agua de mar, o salpicaduras de esas fuentes. Por lo tanto, cuando se usen fibras de acero como refuerzo en ambientes agresivos, debe considerarse protección contra la corrosión.

La referida sección 5.6.6.2 establece que el concreto reforzado con fibras de acero se considerará aceptable como refuerzo para cortante si se satisfacen las condiciones siguientes:

- La dosificación de las fibras de acero deformadas por metro cúbico de concreto es mayor o igual a 100 lb/yd³ (57 kg/m³).
- La resistencia residual obtenida de la prueba de flexión en conformidad con la norma ASTM C1609 a una deflexión al centro del claro de 1/300 de la longitud del mismo, es mayor o igual al que resulte mayor de entre el 90% de la resistencia medida al primer

pico (*first-peak strenght*) durante la prueba de flexión, o 90% de la resistencia correspondiente al módulo de ruptura del concreto f_r calculado con:

$$f_r = 2\lambda\sqrt{f'_c} \quad [9-10] \text{ -- (2.28)}$$

- c) La resistencia residual obtenida de la prueba de flexión en conformidad con la ASTM C1609 a una deflexión de 1/150 de la longitud del claro es mayor o igual a 75% de la resistencia medida al primer pico (*first-peak strenght*) durante la prueba de flexión, o 75% de la resistencia correspondiente a f_r ecuación (2.28), cualquiera que sea mayor.

Cuando se requiera refuerzo por cortante, se debe proveer el área de acero mínima $A_{v,min}$ de acuerdo con la sección 11.4.6.1, misma que para elementos no presforzados se calcula como:

$$A_{v,min} = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq \frac{3.5(b_w s)}{f_{yt}} \quad [11-13] \text{ -- (2.29)}$$

Por su parte, la sección 11.4.7 indica que cuando V_u excede de ϕV_c , el refuerzo por cortante debe proporcionarse de acuerdo con las expresiones siguientes:

- a) Cuando se utilice refuerzo perpendicular al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \quad [11-15] \text{ -- (2.30)}$$

Donde:

A_v es el área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s ; y
 f_{yt} es el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo transversal.

- b) Cuando se usen estribos circulares, estribos cerrados de confinamiento o espirales como refuerzo para cortante, V_s debe calcularse con la ecuación 2.30, donde:

A_v debe tomarse como dos veces el área de la barra en un estribo circular, estribo cerrado de confinamiento, o espiral con espaciamiento s .

f_{yt} es la resistencia de fluencia especificada del estribo y

s se mide en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

- c) Cuando se utilicen estribos inclinados como refuerzo para cortante:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad [11-16] \text{ -- (2.31)}$$

Donde:

α es el ángulo entre los estribos inclinados y el eje longitudinal del elemento, y

s se mide en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

- d) Si el refuerzo por cortante consiste en una barra individual o en un solo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo, se debe cumplir con:

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 0.8 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (11-17) \text{ -- (2.32)}$$

Donde:

α es el ángulo entre el elemento doblado y el eje longitudinal del elemento.

- e) Cuando se emplee más de un tipo de refuerzo para cortante para reforzar la misma porción de un elemento, V_s debe calcularse como la suma de los valores calculados para los diversos tipos de refuerzo para cortante y
- f) Finalmente, V_s debe cumplir que:

$$V_s \leq 2.2\sqrt{f'_c}b_wd \quad (2.33)$$

2.5.2 Cortante en vigas peraltadas

Las vigas peraltadas están definidas por la sección 11.7 del ACI 318-11 como aquellas en que el claro libre l_n , medido entre caras de los apoyos, no excede de 4 veces la altura total del elemento h , o aquellas con cargas concentradas dentro de una distancia $2h$ desde el apoyo y que están cargadas en una cara y apoyada en la opuesta, de modo tal que se pueden desarrollar puntales de compresión entre las cargas y los apoyos.

Las vigas peraltadas deben ser diseñadas tomando en cuenta una distribución no lineal de deformaciones, o bien conforme al apéndice sugerido por el Comité 445 del ACI sobre *Cortante y Torsión*, que permite el diseño por cortante empleando el MPT que se describe en el Apéndice A del ACI 318-11. Se espera que dicho procedimiento de diseño, se incorpore al cuerpo del reglamento para la versión del ACI 318 del año 2014. Las expresiones de diseño de dicho apéndice se presentan de manera detallada más adelante.

De acuerdo con el apartado 11.7.4 del ACI 318-11, las vigas peraltadas deben ser proporcionadas de modo que V_u cumpla con un límite impuesto para controlar el agrietamiento bajo cargas de servicio y como protección ante fallas por compresión diagonal en vigas peraltadas:

$$V_u \leq 2.65\sqrt{f'_c}b_wd \quad (2.34)$$

Además, se estipula que el área de refuerzo distribuido a lo largo de las dos caras laterales de las vigas peraltadas, tanto vertical, A_v como horizontal A_{vh} , no deben tener una separación s , que exceda del menor entre $d/5$ y 30 cm, y deben cumplir con:

$$A_v \geq (0.0025b_ws_v) \quad (2.35)$$

$$A_{vh} \geq (0.0025b_ws_h) \quad (2.36)$$

Donde:

A_v es el refuerzo transversal vertical perpendicular al refuerzo por flexión en las caras laterales de una viga peraltada

A_{vh} es el refuerzo transversal horizontal paralelo al refuerzo por flexión en las caras laterales de una viga peraltada

s_v es la separación del refuerzo vertical A_v ; y

s_h es la separación del refuerzo horizontal A_{vh} .

Algunas pruebas de laboratorio han mostrado que el refuerzo vertical perpendicular al eje del elemento es más efectivo que el refuerzo horizontal paralelo al eje del elemento en una viga peraltada, sin embargo estos requerimientos mínimos en ambas direcciones son requeridos para controlar el crecimiento y anchura del agrietamiento diagonal. Dichos requerimientos mínimos son aplicables independientemente del método de análisis que se utilice.

2.5.3 Procedimiento de diseño mediante el Modelo de Puntales y Tensores.

El Apéndice A del reglamento ACI 318-11 permite diseñar elementos de concreto reforzado y las regiones D de dichos elementos idealizándolos como armaduras. El modelo de armadura debe contener puntales, tensores y nudos y debe ser capaz de transferir todas las cargas factorizadas hacia los apoyos o regiones B adyacentes a las regiones D que se estén diseñando.

Este apéndice A está formulado asumiendo que el modelo de puntales y tensores se utilizará para el diseño. Dicho diseño no sólo consiste en el uso de ecuaciones para determinar la resistencia de los puntales y del refuerzo del alma, sino que también conlleva la selección del modelo y la generación de la geometría del mismo.

En general, el diseño de una región D incluye los siguientes cinco pasos:

- a) Definir y aislar cada región D.
- b) Calcular las fuerzas resultantes en las fronteras de cada región D.
- c) Seleccionar un modelo de armadura para transferir las fuerzas resultantes a través de la región D. Los ejes de los puntales y tensores se seleccionan para que coincidan de manera aproximada con los ejes de los campos de compresión y de tensión respectivamente. Una vez seleccionado el modelo, se calculan las fuerzas de los puntales y tensores.
- d) Los anchos efectivos de los puntales y las zonas nodales se determinan considerando las fuerzas calculadas en la etapa anterior y las resistencias efectivas del concreto definidas en el Apéndice A. Se proporciona entonces, el refuerzo para los tensores considerando las resistencias del acero definidas.
- e) Finalmente se revisa que el refuerzo esté anclado y desarrollado apropiadamente en las zonas nodales.

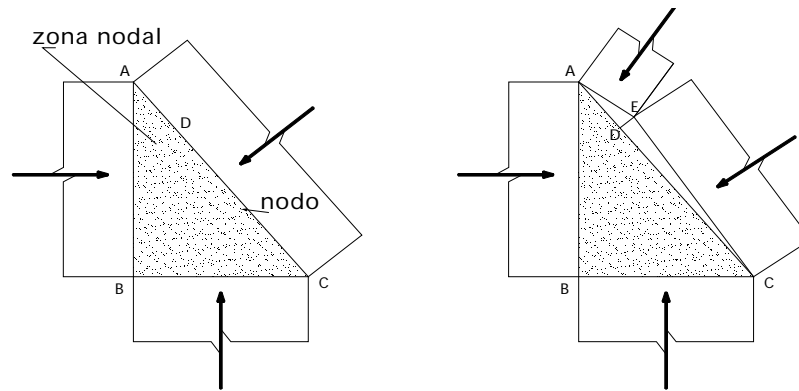
En el desarrollo de un MPT para un caso específico es útil seleccionar ubicaciones tentativas para los nudos y partir de estas para el cálculo inicial de las fuerzas en los miembros. Si se cuenta con imágenes de los patrones de agrietamiento en estructuras similares, la posición de los puntales y tensores puede ser definida dentro de la estructura de modo que los puntales se acomoden entre las grietas. Los puntales no deben cruzar regiones agrietadas.

Los puntales se deben representar mediante líneas a lo largo de su eje y los tensores por líneas en el centroide de los grupos de refuerzo. Los nudos se localizan en las intersecciones de los puntales, tensores y cargas aplicadas o reacciones. Las dimensiones de los nudos dependerán del tamaño de los apoyos y de los detalles de anclaje.

No se debe olvidar que los MPT representan estados límite de resistencia y los diseñadores deben cumplir con otros requisitos especificados en el reglamento ACI 318-11. Se recomienda que las deflexiones de las vigas peraltadas o de elementos similares se estimen usando un análisis elástico del MPT.

Es necesario que el MPT muestre el equilibrio de las cargas aplicadas y las reacciones y, en la determinación de su geometría, se deben considerar las dimensiones de puntales tensores y zonas nodales.

Todos los puntales, tensores y zonas nodales del modelo tienen un ancho finito que debe tenerse en cuenta al seleccionar las dimensiones de la armadura. La figura 2.8 muestra un nodo y la zona nodal correspondiente en la que las fuerzas verticales y horizontales equilibran la fuerza en el puntal inclinado. Si los esfuerzos son iguales en los tres puntales, puede emplearse una zona nodal hidrostática y los anchos de los puntales estarán en proporción a las fuerzas en los puntales.



a) Tres puntales actuando en una zona nodal

b) Los puntales A-E y C-E pueden ser reemplazados por el puntal A-C



c) Cuatro fuerzas actuando en el nodo

d) Fuerzas en el lado derecho del nodo reemplazadas por una sola fuerza.

Figura 2.8 – Descomposición de las fuerzas en una zona nodal (adaptada de ACI 318-11)

Si hay más de tres fuerzas actuando en una zona nodal, como se aprecia en la figura 2.8 b), se hace necesario resolver alguna de las fuerzas para reducir el número de fuerzas que llegan a un nodo a sólo tres. Las fuerzas del puntal que actúan sobre las caras A-E y C-E en la figura 2.8 b) pueden ser

remplazadas por una fuerza que actúe sobre la cara A-C y que pase a través del nodo en el punto D.

Una vez hecho el reemplazo, el MPT puede ser analizado suponiendo que las fuerzas de los puntales actúan a través del nodo en D, como se muestra en la figura 2.8 c). En este caso, las fuerzas en los dos puntales del lado derecho del nodo se representan por una sola fuerza que actúe a través del punto D, como se aprecia en la figura 2.8 d).

El ángulo entre los ejes de los puntales y los tensores que actúan en un nodo debe ser lo suficientemente grande para controlar la fisuración y evitar incompatibilidades debidas al acortamiento de los puntales y alargamiento de los tensores. La limitación del ángulo entre puntales y tensores impide analizar la zona del claro de cortante de vigas esbeltas si los puntales están inclinados a menos de 25° con respecto al eje del elemento.

Seleccionar la geometría apropiada de un MPT es un paso clave en el diseño. Deben satisfacerse las siguientes condiciones:

- a) Facilidad de construcción. La colocación del refuerzo debe seguir, en lo posible, la disposición usada en las porciones adyacentes de la estructura, evitando los detalles difíciles de habilitar y el congestionamiento del mismo.
- b) Equilibrio y ductilidad. Con el fin de satisfacer los requerimientos de la teoría de la plasticidad, el modelo debe estar en equilibrio bajo las cargas aplicadas y las capacidades de los puntales a compresión y de rotación de los nudos no deben excederse antes de la fluencia del acero.
- c) Servicio. Para tener un mejor control sobre el agrietamiento, el MPT debe orientarse siguiendo las trayectorias de los esfuerzos elásticos (Schlaich, 1987). Además, deben cumplirse todos los requisitos de dimensionamiento y detallado como espaciamiento de barras, cuantías mínimas de refuerzo, longitudes de anclaje y desarrollo y la durabilidad.

Un diseño estructural que es tanto estáticamente admisible como seguro, satisface los requerimientos de una solución única en la teoría de la plasticidad. Esto implica que la carga de falla calculada con un MPT subestima la carga de falla real. Para que esto sea cierto, la estructura debe tener suficiente ductilidad para permitir cualquier redistribución de las fuerzas. (Reineck, 2002).

En general, se asume que un MPT puede fallar debido a fluencia de los tensores, el aplastamiento de los puntales, la falla de las zonas nodales, o falla del anclaje de los tensores. Se considera que los puntales y las zonas nodales alcanzan sus capacidades cuando el esfuerzo de compresión actuante en los extremos de los puntales o sobre las caras de las zonas nodales, alcanzan el esfuerzo de compresión efectivo f_{cu} o f_{ce} .

Una vez definido el MPT y conocidas las fuerzas en sus diferentes elementos y nodos, se pueden utilizar las expresiones de diseño del Apéndice A del ACI 318-11.

La sección A.2.6 establece que el diseño de los elementos del MPT debe basarse en:

$$\phi F_n \geq F_u \quad [A-1] \text{ -- (2.37)}$$

Donde:

F_u es la fuerza factorizada que actúa en un puntal o en un tensor, o en una cara de una zona nodal;

F_n es la resistencia nominal de un puntal, tensor o zona nodal; y

ϕ es el factor de resistencia para puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo en esos modelos y es igual a 0.75.

2.5.3.1 Resistencia de los puntales

El objetivo general en el diseño de concreto estructural es producir elementos en los cuales la sección crítica presente un comportamiento dúctil bajo cargas extremas. Lo anterior se logra asegurando que el acero de refuerzo fluya antes de que se presente la falla del concreto; es decir, limitando los niveles de esfuerzos en el concreto. Cuando se emplea el MPT para el diseño, se deben verificar los esfuerzos de compresión en el concreto con el fin de evitar el aplastamiento de los puntales. La resistencia a compresión de un puntal agrietado depende de la distribución y orientación de las grietas, de la deformación de tensión perpendicular al puntal y de los esfuerzos de tensión transversales.

De acuerdo con la sección A.3, la resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal, F_{ns} , debe tomarse como el menor valor de:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad [A-2] \text{ -- (2.38)}$$

En los extremos del puntal, donde:

A_{cs} es el área de la sección transversal en un extremo del puntal; y

f_{ce} es el menor valor entre:

- (a) La resistencia efectiva a la compresión del concreto en el puntal dado, definida en la sección A.3.2
- (b) La resistencia efectiva a la compresión en el concreto en la zona nodal definida en A.5.2

El ancho de un puntal, w_s utilizado para calcular A_{cs} , es la dimensión perpendicular al eje del puntal en sus extremos. Este ancho del puntal se encuentra ilustrado en las figura 2.6 a) y figura 2.7. Para vigas peraltadas y otros elementos prismáticos, el espesor de los puntales puede ser tomado como el ancho del elemento.

La resistencia efectiva a compresión del concreto, f_{ce} en un puntal debe ser tomada como:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f'_c \quad [A-3] \text{ -- (2.39)}$$

En la expresión (2.39), β_s es un factor que toma en cuenta la influencia del agrietamiento y del esfuerzo de confinamiento en la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal y puede tomar los valores indicados en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 – Valores β_s para calcular f_{ce} en diferentes casos de puntales del MPT (ACI 318-11)

Caso	β_s
Puntal de sección transversal uniforme a lo largo de su longitud	1.0
Para puntales en que el ancho de su sección media es mayor que el ancho en los nodos (puntales con forma de botella):	
a) con refuerzo que cumpla con los requisitos de la sección A.3.3	0.75
a) sin refuerzo que cumpla con los requisitos de la sección A.3.3	$0.6 \lambda^*$
Para puntales en elementos sometidos a tensión o patines en tensión de los elementos	0.4
Para todos los demás casos	$0.6 \lambda^*$

* λ está definido en la sección 8.6.1 del ACI 318-11 y es igual a 1.0 para concreto de peso normal.

Para puntales con forma de botella, la expansión lateral de las fuerzas de compresión internas puede llevar a un agrietamiento paralelo al eje del puntal cerca de sus extremos, como se muestra en la figura 2.9 b). El refuerzo colocado para resistir la fuerza de expansión lateral restringe la anchura de la grieta, permite que el puntal tenga mayor capacidad de carga y permite cierta redistribución de la fuerza.

Un valor bajo de β_s , refleja que el puntal necesita transferir la compresión a través de fisuras en una zona de tensión. El valor más bajo de β_s (0.4), se aplica a puntales de compresión en un MPT usado para diseñar el refuerzo longitudinal y transversal de los patines en tensión de las vigas T, vigas cajón y muros.

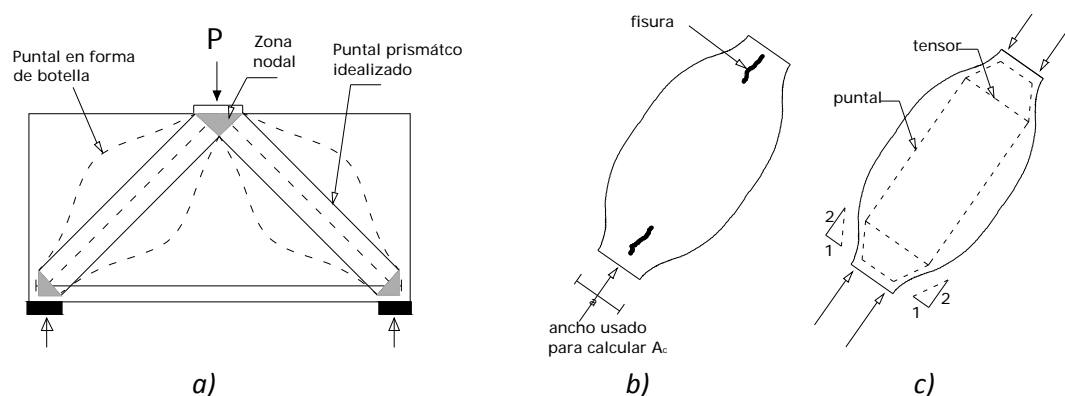


Figura 2.9 -- Puntal en forma de botella: a) Modelo de Puntales y Tendones; b) fisuración de un puntal en forma de botella; c) Modelo de puntales y tendones de un puntal en forma de botella. (Adaptada de ACI 318-11)

El factor de corrección λ , para concreto ligero toma en cuenta que la resistencia de un puntal sin refuerzo transversal está limitada a una carga menor a la asociada con el inicio del agrietamiento longitudinal.

Por su parte, la sección A.3.3 especifica que si se utiliza el valor de β_s para puntales en forma de botella con refuerzo transversal, el eje del puntal debe estar cruzado por refuerzo diseñado para resistir la fuerza de tensión transversal resultante de la expansión de la fuerza de compresión en el puntal. Se permite suponer que la fuerza de compresión se expande en los puntales con una pendiente de 2:1 (longitudinal: transversal) con respecto al eje del puntal.

El ACI 318-11 permite el uso de modelos locales de puntales y tensores como el mostrado en la figura 2.9 c) para calcular el refuerzo transversal necesario para un puntal con forma de botella.

Para casos en los que la resistencia especificada del concreto f'_c no exceda de 40 MPa (407 kgf/cm²), se admite que las disposiciones de refuerzo transversal de A.3.3 se satisfacen cuando el eje del puntal está cruzado por filas de refuerzo que cumplen con la ecuación (2.26).

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \geq 0.003 \quad [A-4] - (2.40)$$

Donde:

A_{si} es el área total del refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i , en la capa i de refuerzo con barras a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal.

La figura 2.10 muestra dos capas de refuerzo que cruzan un puntal agrietado. Si la grieta se abre sin deslizamiento por cortante a lo largo de la misma, las barras en la capa i del refuerzo, desarrollarán un esfuerzo perpendicular al puntal igual a:

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \quad (2.41)$$

Donde el subíndice i toma los valores 1 y 2 para las barras verticales y horizontales, respectivamente, como se muestra en la figura 2.10. La ecuación (2.40) está escrita en términos de una cuantía de refuerzo para simplificar el diseño.

El refuerzo especificado en A.3.3 puede colocarse en direcciones ortogonales en ángulos α_1 y α_2 con respecto al eje del puntal, o en una dirección en un ángulo α con respecto al eje del puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, α no debe ser menor de 40°.

El ACI 318-11 permite que, si se encuentra documentado mediante ensayos y análisis, se use una resistencia efectiva a la compresión puntal más alta debido al refuerzo de confinamiento. Esta disposición da pie a valores más altos de f_{ce} en el caso, por ejemplo, de elementos peraltados de concreto reforzado con fibras de acero.

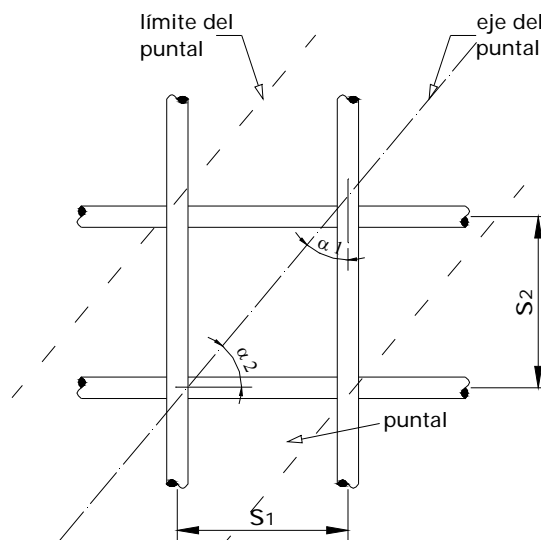


Figura 2.10 – Refuerzo que atraviesa un puntal (adaptada de ACI 318-11)

También se permite el uso de refuerzo de compresión para incrementar la resistencia de un puntal. El refuerzo de compresión debe colocarse dentro de él, paralelo al eje del puntal, anclarse adecuadamente y rodearse mediante estribos o espirales que cumplan con los requisitos del reglamento para refuerzo transversal para elementos a compresión (columnas). En estos casos, la resistencia nominal de un puntal reforzado longitudinalmente es:

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} + A'_s f'_s \quad [A-5] \text{ -- (2.42)}$$

2.5.3.2 Resistencia de los tensores

El diseño de acuerdo con el Apéndice A del ACI 318-11 supone que el refuerzo proporcionado para resistir las tensiones fluye antes de alcanzar su esfuerzo máximo y, por ello, debe garantizarse un adecuado anclaje del mismo que permita que se desarrollen los esfuerzos demandados en el acero. El anclaje debe proporcionarse mediante longitudes de desarrollo adecuadas o mediante anclajes mecánicos. Además, el refuerzo debe distribuirse en un área suficiente para evitar aplastamiento en el nudo y la excedencia de los esfuerzos límites nodales. Las recomendaciones existentes para el cálculo de longitudes de anclaje no tratan de describir el estado de esfuerzos que se presenta en estas zonas, ya que las expresiones de diseño de los reglamentos se han obtenido a partir de ajustes empíricos a resultados de ensayos realizados bajo condiciones de esfuerzos diferentes a las que se presentan en estas zonas.

La resistencia nominal de un tensor, F_{nt} debe calcularse como:

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p) \quad [A-6] \text{ -- (2.43)}$$

En la ecuación (2.43) el primer término se refiere a la resistencia aportada por el acero de refuerzo y el segundo término se refiere al aporte del acero de presfuerzo, si es que este existe.

En la expresión (2.43), $(f_{se} + \Delta f_p)$ no debe exceder de f_{py} , y A_{tp} es igual a cero para elementos no presforzados. Así mismo, se permite tomar Δf_p igual a 420 MPa (4200 kgf/cm²) para el refuerzo presforzado adherido y 70 MPa (710 kgf/cm²) para el refuerzo presforzado no adherido. Se permiten otros valores de Δf_p cuando se justifiquen por medio de análisis.

El eje del refuerzo en un tensor debe coincidir con el eje del tensor en el MPT. De este modo, el ancho efectivo del tensor supuesto en el diseño, w_t puede variar entre los límites siguientes, dependiendo de la distribución del refuerzo del tensor:

- Si las barras del tensor se encuentran en una sola capa, el ancho efectivo del tensor puede ser tomado como el diámetro de las barras en el tensor, mas dos veces el recubrimiento con respecto a la superficie de las barras, como se aprecia en la figura 2.7 a), y
- Un límite superior práctico del ancho del tensor puede tomarse como el ancho correspondiente a una zona nodal hidrostática, calculado como:

$$w_{t,max} = \frac{F_{nt}}{f_{ce} b_s} \quad [\text{RA.4.2}] - (2.44)$$

Donde f_{ce} se calcula para la zona nodal dada. Si el ancho del tensor excede el valor calculado en el inciso a), el refuerzo del tensor debe distribuirse de la manera más uniforme posible sobre el ancho del tensor, como se observa en la figura 2.7 b).

El refuerzo de los tensores debe anclarse mediante dispositivos mecánicos, ganchos estándar o mediante el desarrollo de barras rectas, como se exige a continuación:

- Las zonas nodales deben desarrollar la diferencia entre la fuerza en el tensor en un lado del nodo y la fuerza en el tensor en el otro lado del nodo.
- En las zonas nodales que anclan un solo tensor, la fuerza en el tensor debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor sale de la zona nodal extendida y entra en el claro del elemento.
- En las zonas nodales que anclan dos o más tensores, la fuerza del tensor en cada dirección debe desarrollarse en el punto donde el centroide del refuerzo del tensor, sale de la zona nodal extendida.

La longitud de desarrollo del refuerzo del tensor puede ser reducida a través de ganchos, dispositivos mecánicos, confinamiento adicional o empalmándola con varias capas de barras más pequeñas.

Con frecuencia, el anclaje de los tensores requiere de atención especial en las zonas de nodos de ménsulas o en las zonas nodales adyacentes a los apoyos exteriores de las vigas de gran peralte. El refuerzo en un tensor debe anclarse antes de que salga de la zona nodal extendida en el punto definido por la intersección del centroide de las barras en el tensor y las extensiones ya sea del contorno del puntal o del área de apoyo (longitud l_{anc} en la figura 2.7). Parte del anclaje puede lograrse extendiendo el refuerzo a través de la zona nodal y desarrollándola más allá de la misma. Si el tensor es anclado usando ganchos de 90°, los ganchos deben estar confinados dentro del

refuerzo que se extiende en la viga desde el elemento de apoyo para evitar el agrietamiento a lo largo de la parte externa de los ganchos en la región de apoyo.

En vigas peraltadas, se pueden emplear barras en forma de horquilla empalmadas con el refuerzo del tensor para anclar las fuerzas de tensión en los soportes externos, siempre que el ancho de la viga sea lo suficientemente grande para acomodar dichas barras.

La figura 2.11 muestra dos tensores que llegan a una zona nodal. En dicha figura se muestra la región nodal extendida donde se debe revisar que el refuerzo alcance a desarrollarse en las longitudes indicadas como l_{anc} .

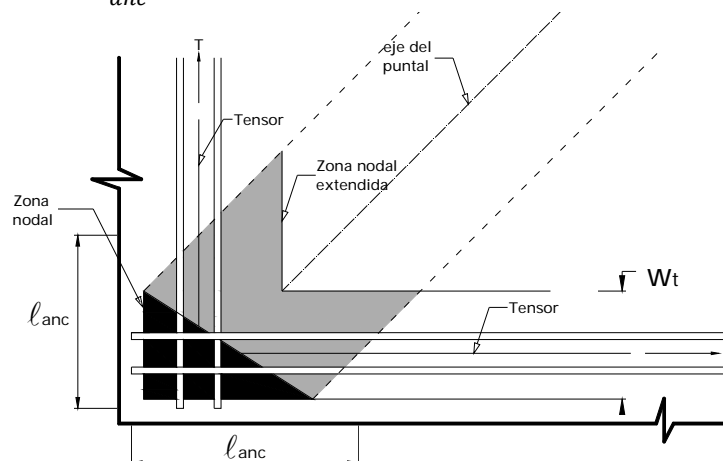


Figura 2.11 – Zona nodal extendida de anclaje de dos barras

2.5.3.3 Resistencia de las zonas nodales

Las zonas nodales deben revisarse para que no se excedan los esfuerzos permitidos asociados con la falla por aplastamiento. También debe garantizarse que el anclaje, la adherencia y la longitud de desarrollo de cualquier tensor que sale del nodo sean adecuados. La resistencia del concreto en los nudos depende del nivel de confinamiento, de los efectos de discontinuidad en las deformaciones y de los esfuerzos producidos por el anclaje de los tensores.

La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal, F_{nn} , debe ser:

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad [A-7] \text{ -- (2.45)}$$

Donde:

f_{ce} es la resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, mientras que A_{nz} es la menor de (a) y (b):

- El área de la cara de una zona nodal en donde actúa F_w , tomada en forma perpendicular a la línea de acción de F_w , o
- El área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

Si los esfuerzos en todos los puntales que se encuentran en un nodo son iguales, se puede utilizar una zona nodal hidrostática. Las caras de esa zona nodal son perpendiculares al eje de los puntales y los anchos de las caras de la zona nodal son proporcionales a las fuerzas en los puntales.

Suponiendo que los esfuerzos principales en los puntales y tensores actúan paralelamente a sus ejes, los esfuerzos en las caras perpendiculares a dichos ejes constituyen los esfuerzos principales y por tanto, se usa el área especificada del inciso a) anterior para calcular A_{nz} . Si, como se muestra en la figura 2.8 b), la cara de una zona nodal no es perpendicular al eje del puntal, se producen tanto fuerzas cortantes como fuerzas normales en la cara de la zona nodal. Típicamente, los esfuerzos biaxiales se reemplazan por el esfuerzo normal (compresión principal) que actúa en el área transversal A_c del puntal, tomada perpendicularmente al eje del mismo, como se muestra en la figura 2.8 a).

Respecto a la resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, a menos que se coloque refuerzo de confinamiento dentro de la misma y que sus efectos sean respaldados por ensayos y análisis, los esfuerzos de compresión efectivos, f_{ce} calculados en una cara de una zona nodal a partir de las fuerzas del MPT no deben exceder el valor dado por:

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f'_c \quad [A-8] \text{ -- (2.46)}$$

Donde el parámetro β_n refleja el grado de perturbación de las zonas nodales debido a la incompatibilidad de las deformaciones de tensión en los tensores y las deformaciones de compresión en los puntales. Los valores de β_n se enlistan en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 – Valores del factor β_n para el cálculo de f_{ce} en diferentes zonas nodales del MPT.

Caso	β_n
En zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas, (nodos CCC)	1.0
En zonas nodales que anclan un tensor (nodos CCT)	0.80
En zonas nodales que anclan dos o más tensores, (nodos CTT)	0.6

El esfuerzo en cualquier cara de la zona nodal o en cualquier sección a través de la zona nodal no debe exceder el valor dado por la ecuación (2.31) con los respectivos valores de β_n .

2.6 Modelación y singularidad de modelos

Partiendo del hecho de que el MPT es el método más adecuado para diseño de vigas peraltadas, se debe señalar que dicho método puede proveer una gran variedad de soluciones. La elección de un MPT es la etapa principal en un diseño y este resulta del conocimiento y la experiencia de cada ingeniero. Cada diseñador puede desarrollar diferentes modelos para resolver el mismo problema. Lo anterior conlleva a la discusión sobre la elección de diferentes modelos y por lo tanto, diferentes arreglos de refuerzo y detallado para la misma región D de un elemento estructural.

Definir un modelo para la geometría y las cargas dadas actuando en un miembro o una región D es la primera y principal tarea del diseñador. El análisis de las fuerzas y la revisión de los esfuerzos es el paso siguiente.

Los diferentes métodos de modelación fueron presentados por Schlaich, Schäfer y Jennewein (1987) y estos son:

- a) Utilizar un ejemplo estándar o adaptar uno para la geometría y las cargas dadas, como los de los conocidos casos de ménsulas o vigas peraltadas;
- b) Utilizar distribuciones de esfuerzos elásticas lineales en secciones decisivas para determinar la localización de los puntales y tensores principales y;
- c) Aplicar el método de la trayectoria de cargas o *Load Path Method* como se le conoce en inglés.

Los primeros dos métodos son relativamente sencillos en su aplicación y han sido descritos por Schlaich y otros (1987). El método de la trayectoria de cargas se puede encontrar descrito en las Recomendaciones de la Federación Internacional de Concreto Reforzado (FIP por sus siglas en francés) publicadas en 1999 y se basa en tratar de construir modelos mediante la representación del flujo interno de fuerzas.

Reineck puntualiza que el método de la trayectoria de cargas no requiere de un análisis de elementos finitos ya que los esfuerzos requeridos en las fronteras de las regiones B pueden ser encontrados mediante mecanismos básicos de equilibrio basados en la teoría de Bernoulli (2002). Las orientaciones de los esfuerzos elásticos lineales son buenos auxiliares en la elección de un MPT. Una vez definido el modelo, sólo deben tomarse decisiones menores para ubicar nodos, puntales y tensores, como por ejemplo la localización del Nodo N1 en la figura 2.12 a) o la localización del tensor T1 en la figura 2.12 b).

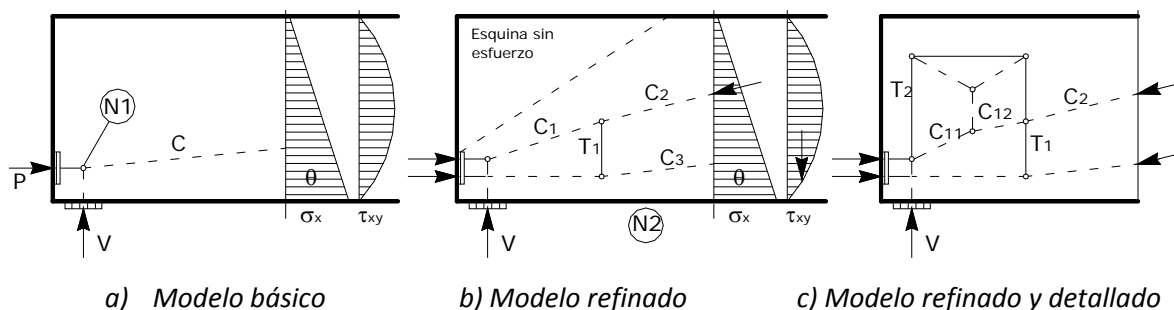


Figura 2.12 — Uso de la trayectoria de cargas para la definición del MPT de la región D del extremo de una viga con anclaje de presfuerzo (Adaptada de Reineck, 2002)

Las técnicas de modelación presentadas implican que se realicen algunas suposiciones respecto a la localización de nodos, puntales y tensores, por lo que cada diseñador puede presentar una solución diferente para cada problema. En casos como los de la figura 2.12, las diferencias son mínimas y de menor importancia porque la distribución elástico lineal de esfuerzos tiende a

definir la geometría del modelo. En otros casos de diseño, las diferencias pueden ser más significativas y tanto las fuerzas como las posiciones de los elementos del MPT podrían resultar en cuantías y distribuciones de refuerzo radicalmente diferentes.

La situación anterior hace inevitable hablar sobre la singularidad de los MPT para una geometría y una distribución de cargas establecidas. Es suficiente, sin embargo, partir de las dos condiciones básicas que se deben cumplir en un MPT: a) equilibrio, y b) resistencias límite para los elementos del modelo.

De esta manera, si algún mecanismo no es la solución estática de la teoría de la plasticidad, existe otro MPT que sí lo es. Las diferentes soluciones conllevan a diferentes cargas últimas y sólo el valor máximo de las mismas, corresponde a un mecanismo. La solución correcta corresponde al límite inferior de todas las posibles soluciones cinemáticas.

El hecho de que puedan emplearse diferentes MPT es una condición inherente de este método de diseño. Sólo se puede esperar una solución única cuando se cumpla con la compatibilidad. Cualquier consideración de compatibilidad requiere del cálculo de esfuerzos y deformaciones que se basan en suposiciones para las leyes constitutivas de los elementos del MPT, lo cual implica un análisis no lineal del modelo. Para evitar esta complicación, Schlaich y otros (1987) recomiendan que el MPT se oriente de acuerdo con los campos de esfuerzos de un análisis elástico lineal. Primeramente, esto tiene la ventaja de que los cambios en los flujos de fuerzas dentro de una región D son pequeños entre el estado elástico y el estado agrietado del miembro hasta que se alcanza la carga última en el modelo supuesto. Por lo tanto, no se presenta una redistribución de las fuerzas internas asociada al comportamiento de elementos dúctiles. En segundo lugar, el modelo también puede ser usado para la revisión de estados límite de servicio, como por ejemplo anchura de grietas y deformaciones.

Respecto a la ductilidad que se asume en la teoría de la plasticidad y a la revisión de las condiciones de fluencia debe notarse que, normalmente, un diseño basado en un MPT conlleva la fluencia del refuerzo pero no la falla en compresión de los puntales. Lo anterior se debe a que la anchura de los puntales está generalmente determinada por las dimensiones de los apoyos y de la magnitud de las cargas, lo que impide que se alcancen los esfuerzos límites en dichos elementos. No se recomienda que las anchuras de los puntales sean las mínimas y que, por tanto, se alcancen los esfuerzos límite en la totalidad de dichos puntales ya que eso conduciría a una concentración de esfuerzos en los tensores y la consecuente congestión de acero de refuerzo.

Finalmente, la conclusión práctica para asegurar un comportamiento dúctil es colocar refuerzo para todas las fuerzas de tensión principales y diseñar de modo que los puntales y nodos no gobiernen la falla.

El hecho de que en el diseño mediante MPT se puedan encontrar diferentes soluciones para un problema específico y que no se exista una solución única, puede causar desconcierto entre algunos diseñadores. Sin embargo, contrario al análisis, el ingeniero puede elegir fácilmente una

variedad de soluciones durante el diseño y, para la misma tarea, se pueden contar con varias opciones para satisfacer las condiciones y requerimientos de seguridad, economía y calidad.

En vista de la enorme variedad de soluciones estructurales posibles, se debe aceptar que también en el diseño estructural con concreto existen varias soluciones posibles. Por lo tanto los ingenieros pueden optar por diferentes MPT, conduciendo a diferentes esquemas de refuerzo, pero todos los modelos deben proveer la capacidad requerida del miembro, siempre y cuando se le proporcione de la ductilidad necesaria. Para poder asumir que la ductilidad requerida ha sido provista, el comportamiento estructural cercano a la carga última de un miembro o una región D debe ser gobernado por la fluencia del acero de refuerzo, siempre que los nodos y especialmente los anclajes sean diseñados adecuadamente. Si los puntales y los esfuerzos de compresión gobiernan el diseño, se puede esperar una ductilidad menor, lo cual no debe ocurrir en el caso en un diseño bien seleccionado.

Para toda solución estructural encontrada mediante un MPT, se deben analizar las ventajas y desventajas de cada modelo y debe identificarse si el modelo propuesto cumple con los flujos de fuerza esperados y los mecanismos de falla previstos.

Sin embargo, la discusión sobre el flujo de fuerzas no es suficiente para decidir la elección del mejor modelo. Tal decisión requiere del detallado de los nodos y anclajes, lo que puede gobernar el diseño completo de la región D.

Para el diseño de los especímenes de estudio de este trabajo, se toma en cuenta este aspecto del MPT. Por ello, se proponen dos alternativas para la elección un modelo de diseño, las cuales se presentan en el apéndice A de este trabajo. Por otra parte, el proceso de selección del MPT idóneo para los especímenes diseñados durante este proyecto se presenta en la sección 5.4 de este documento.

Capítulo 3

CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS

CAPÍTULO 3 CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS

3.1 Aspectos históricos

Las fibras han sido usadas como material de construcción desde hace ya varios siglos. La paja se ha utilizado para reforzar ladrillos cocidos al sol, el pelo de caballo para reforzar mortero de albañilería y yeso. En 1898 se inició un amplio uso comercial de fibras de asbesto en la matriz de pasta cemento con la invención del proceso Hatschek. Actualmente los productos de construcción derivados del asbesto son ampliamente utilizados, sin embargo, debido a los peligros a la salud asociados a las fibras de asbesto, se desarrollaron diferentes tipos de fibras entre los años sesenta y setenta.

En la actualidad, una extensa gama de materiales de ingeniería que incluyen cerámicas, plásticos, cemento y yeso incorporan fibras para mejorar las propiedades de sus compuestos. Las propiedades mejoradas, incluyen la resistencia a la tensión, resistencia a la compresión, resistencia al agrietamiento, el módulo de elasticidad, el control de agrietamiento, la durabilidad, la vida de fatiga, la resistencia al impacto y la abrasión, la contracción, la expansión, las características termales, y la resistencia al fuego.

Existen también pruebas experimentales y patentes que incluyen el uso de elementos discontinuos de acero como refuerzo tales como clavos, segmentos de cables, y virutas metálicas para mejorar las propiedades del concreto que datan de 1910 (ACI 544.1R). A principios de los años sesenta, la mayor investigación en los E. U., se refirió a evaluar el potencial de fibras de acero como refuerzo para el concreto. Desde entonces, se han realizado muchas investigaciones, desarrollos, experimentos y aplicaciones industriales del concreto reforzado con fibras de acero.

El primer intento del uso de fibras de vidrio fue realizado en la desaparecida Unión Soviética a finales de los cincuenta y después de varios desarrollos en su composición, la mayoría del uso de fibras de vidrio en los E. U. se concentró en la producción de paneles de revestimiento arquitectónicos (Biryukovich, 1965).

Por otro lado, los primeros usos de fibras sintéticas a base de nylon o polipropileno no fueron tan exitosos como los de fibras de vidrio y acero. Sin embargo, un mayor entendimiento de los conceptos referentes al refuerzo con fibras sintéticas y naturales ha conducido a que nuevos métodos de fabricación y nuevos tipos de fibras orgánicas que puedan ser exitosamente utilizados para reforzar concreto (Naaman, 1982) y Krenchel, 1985).

El desarrollo continuo sobre materiales de construcción reforzados con fibras ha impulsado el interés de las industrias y oportunidades de negocios potenciales. En las últimas tres décadas hubo un crecimiento por el interés en el uso de fibras en concreto premezclado, concreto prefabricado y concreto lanzado.

Actualmente las fibras de acero, plástico, vidrio y materiales naturales como la celulosa de madera están disponibles en una amplia variedad de formas, tamaños y espesores. Las fibras pueden ser cilíndricas, llanas, onduladas (rizadas) y deformadas con longitud típica de 60 mm a 150 mm (0.25

a 6 pulg.) y con espesores que varían de 0.005 mm a 0.75 mm (0.0002 pulg. a 0.03 pulg.) (Figura 3.1).



Figura 3.1 – Fibras de acero, de vidrio, sintéticas y naturales con diferentes longitudes y formas para uso como refuerzo de concreto. (Adaptada de PCA, 2004)

Esta importante diversidad de materiales ha conducido a un sinnúmero de desarrollos que han sido reportados en artículos técnicos, simposios internacionales, y reportes del estado del arte emitidos por sociedades profesionales, como el Comité 544 del Instituto Americano del Concreto (ACI) por sus siglas en inglés, publicado por primera vez en 1973. Algunas discusiones específicas de los desarrollos históricos del concreto reforzado con fibras de acero, (CRFA) o *Steel Fiber Reinforced Concrete* (SFRC) por sus siglas en inglés, se presentan en las secciones siguientes.

El concreto simple tiene una baja resistencia a la tensión y una baja capacidad de deformación a la fractura. Estas deficiencias son tradicionalmente solventadas mediante el uso de barras de acero de refuerzo. Este refuerzo es continuo y es colocado específicamente en la estructura para optimizar su desempeño. Por otro lado las fibras son discontinuas y son distribuidas aleatoriamente a lo largo de la matriz de concreto.

Los factores principales que controlan el desempeño del material compuesto son:

1. Propiedades físicas de las fibras y de la matriz;
2. Resistencia de adherencia entre la fibra y la matriz.

A pesar de que los principios básicos gobernantes en los refuerzos convencionales y en los sistemas con fibras son los mismos, hay varias características que los diferencian:

1. Las fibras se distribuyen aleatoriamente por toda la sección transversal, mientras que las barras de refuerzo o armadura se ubican sólo donde son necesarias.
2. La mayoría de las fibras son relativamente cortas y poco espaciadas si son comparadas con las barras continuas de refuerzo.
3. Generalmente no es posible lograr la misma relación de área de refuerzo a área de concreto con el uso de fibras si dicha relación es comparada con el refuerzo mediante barras.

4. Las fibras se adicionan al concreto normalmente en bajos volúmenes (frecuentemente menos del 1%) y han mostrado eficiencia en el control de la fisuración por contracción.
5. En general, las fibras no alteran considerablemente la contracción libre del concreto, pero si son empleadas en cantidades adecuadas, pueden aumentar la resistencia al agrietamiento y disminuir la anchura de grietas (Shah, Weiss e Yang 1998).

Aunque no ha sido ampliamente establecido por el Comité ACI 318, las fibras han sido utilizadas en aplicaciones estructurales aunadas a refuerzo convencional.

Debido a la flexibilidad de los métodos de fabricación, el concreto reforzado con fibras puede ser un muy útil y económico material de construcción. Por ejemplo, para espesores de 0.5 a 0.75 pulg. (13 a 20 mm), los paneles de revestimiento arquitectónicos de concreto premezclado reforzado con fibras de vidrio han sido comprobados como económicamente viables en E. U. y Europa. Para losas sobre terreno, minería, construcción de túneles y aplicaciones de soporte en excavaciones, se ha utilizado concreto lanzado y concreto reforzado con fibras de vidrio y acero en lugar de concreto reforzado con malla de alambre electrosoldado.

3.2 Ventajas y desventajas del uso de fibras

Como las fibras se distribuyen aleatoriamente en el concreto, muchas fibras se pueden ubicar inadecuadamente con relación a los esfuerzos de tensión resultantes de las cargas aplicadas. Dependiendo del método de fabricación, la orientación aleatoria puede ser bi-dimensional (2-D) o tri-dimensional (3-D). Normalmente el método de rociado promueve una orientación 2-D de las fibras, mientras que los métodos de producción con mezcladoras promueven una orientación 3-D. Además, se puede observar que muchas fibras cruzan las fisuras con ángulos diferentes de 90° o pueden tener una longitud embebida (anclaje) menor que la necesaria para el desarrollo de una unión fibra-matriz adecuada. Así, sólo un porcentaje del contenido de fibras puede resistir eficientemente los esfuerzos de tensión. Los *factores de eficiencia* pueden ser tan bajos como 0.4 para la orientación 2-D y 0.25 para la orientación 3-D. El factor de eficiencia depende de la longitud de la fibra y de la longitud crítica embebida. Desde el punto de vista conceptual, el refuerzo con fibras no es un método altamente eficiente para el incremento de la resistencia del concreto.

Tradicionalmente, los concretos con fibras son más adecuados para el uso en secciones muy delgadas, donde la correcta colocación del refuerzo convencional sería extremadamente difícil. Además, el concreto con fibras rociado es ideal para la fabricación de productos con formas irregulares. Se puede disminuir considerablemente el peso de secciones relativamente delgadas con el uso de concreto con fibras, las cuales pueden alcanzar resistencias equivalentes a secciones mucho más gruesas de concreto reforzado convencionalmente.

3.3 Tipos y propiedades de fibras usadas en el concreto

Existen numerosos tipos de fibras disponibles tanto para uso comercial como experimental. Las categorías básicas se refieren a fibras de acero, de vidrio, sintéticas y de materiales naturales. A continuación se hace una breve descripción de cada una de ellas.

3.3.1 Fibras de acero

Las fibras de acero son pequeños pedazos discontinuos de acero con una esbeltez (relación entre longitud y diámetro) que varía entre 20 y 100. Se fabrican con muchas secciones transversales, y son suficientemente pequeñas para quedar aleatoriamente dispersas en una mezcla de concreto fresca utilizando procedimientos usuales. Algunas fibras de acero tienen extremos conformados para mejorar la resistencia al desprendimiento de la matriz de cemento (Figura 3.2).

La norma ASTM A 820, (2011) clasifica las fibras de acero en cuanto a su manufactura en cuatro tipos:

- 1) Tipo 1 – las fibras de alambre conformadas en frío son las más fácilmente encontradas en el mercado, fabricadas de alambre de acero conformado.
- 2) Tipo II – las fibras cortadas de chapas se fabrican como el propio nombre dice: las fibras de acero se cortan de las chapas de acero.
- 3) Tipo III – las fibras extraídas de fundición, las cuales se fabrican por técnicas relativamente complicadas donde una rueda en rotación se usa para levantar el metal líquido de una superficie de metal fundido, a través de la acción de capilaridad. El metal fundido extraído se congela rápidamente en forma de fibras y se quita de la rueda por fuerza centrífuga. Las fibras resultantes tienen una sección transversal en forma de medialuna.
- 4) Tipo IV – otras fibras. Para conocer sobre las tolerancias de longitud, diámetro y esbeltez, así como las resistencias a tensión mínimas y los requisitos a flexión, se recomienda consultar la norma ASTM A 820, (2011).

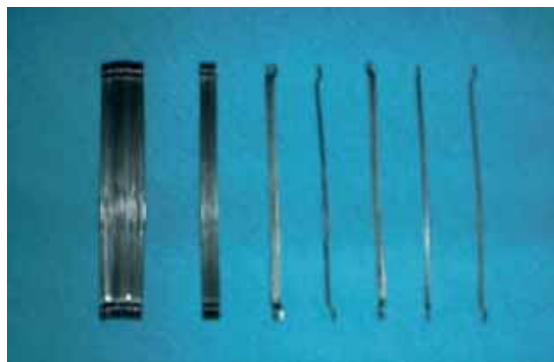


Figura 3.2 – Las fibras de acero con extremos deformados, se pegan para formar haces que facilitan su manejo y el mezclado. Durante el mezclado los haces se separan para formar fibras individuales (PCA, 2004)

Los volúmenes de fibras de acero usados en concreto normalmente varían de 0.25% en volumen es decir 33 lb/yd³ (20 kg/m³) hasta 2% en volumen, es decir 265 lb/yd³ (157 kg/m³). Volúmenes mayores de 2% generalmente reducen la trabajabilidad y la dispersión de las fibras y requieren de un diseño especial de las mezclas o técnicas especiales de colado.

La presencia de las fibras afecta ligeramente la resistencia a compresión del concreto. Sin embargo la adición de 1.5% en volumen de fibras de acero puede aumentar la resistencia a tensión directa hasta en 40% y la resistencia a la flexión hasta en 150%.

Las fibras de acero no afectan la contracción libre, pero es posible que retarden el agrietamiento del concreto durante la contracción y mejoren la relajación de tensiones por el mecanismo de fluencia (Altoubat y Lange, 2001).

La durabilidad del concreto reforzado con fibras de acero (CRFA), depende de los mismos factores que el concreto convencional. La resistencia a la congelación y deshielo no disminuye con la adición de fibras de acero, siempre que haya incorporación de aire, se consolide correctamente el concreto y haya un ajuste de la mezcla para que las fibras se puedan acomodar. Si se proporciona y coloca el concreto correctamente, ocurrirá poca o ninguna corrosión de las fibras. Cualquier corrosión de las fibras en la superficie del concreto es sencillamente un problema de apariencia y no una condición estructural.

Las fibras de acero presentan un módulo de elasticidad relativamente alto (tabla 3-1). Se puede aumentar su adherencia o unión con la matriz de cemento a través del anclaje mecánico o de la rugosidad superficial. Además, se puede considerar que las fibras están protegidas de la corrosión por la alta alcalinidad del ambiente en la matriz de cemento (ACI 544.1R, 1996).

Las propiedades más significativas del CRFA, son: tenacidad a flexión mejorada, resistencia al impacto y resistencia a la fatiga flexionante. Por esta razón las fibras de acero se usan comúnmente en pavimentos de aeropuertos y en las capas de revestimiento de las pistas de los mismos. También se usan en los tableros (cubiertas) de puentes, pisos industriales y pavimentos de autopistas. Se ha observado que el concreto con fibras de acero en estructuras expuestas a erosión por agua a alta velocidad puede durar hasta tres veces más que las alternativas con concreto convencional. El CRFA se emplea en muchas aplicaciones de concreto prefabricado donde sea necesario un aumento de la resistencia al impacto o de la tenacidad. En los tanques sépticos, las fibras de acero también pueden sustituir el refuerzo convencional reduciendo el riesgo de corrosión.

Las fibras de acero también se usan ampliamente en el concreto lanzado en aplicaciones de capas delgadas, especialmente en la estabilización de taludes de rocas y revestimiento de túneles. La microsílíce y los aditivos acelerantes han permitido que se coloque el concreto lanzado en capas más espesas. El concreto lanzado con fibras de acero se ha empleado con volúmenes de fibras de hasta 2% con éxito.

Una tecnología nueva en concreto reforzado con fibras de acero, es el llamado concreto con fibras impregnadas con lechada (CFIL) o *Slurry Infiltrated Fiber Concrete* (SIFCON) como se le denomina en inglés. Este material se produce mediante el llenado de un molde vacío con fibras de acero sueltas (desde 10% en volumen) en el que luego se llenan los vacíos con una pasta de alta resistencia a base de cemento.

Tabla 3-1. Propiedades de tipos de fibras seleccionadas (adaptada de PCA, 2004 y ACI 544.1R-96)

Tipo de fibra	Masa específica relativa	Diámetro, μm (0.001 pulg.)	Resistencia a la tensión, MPa [kg/cm ²] (ksi)	Módulo de elasticidad, MPa [kg/cm ²] (ksi)	Deformación en la rotura, %
Acero	7.80	100-1000 (4-40)	500-2600 [5,100-27,000] (70-380)	210,000 [2100,000] (30,000)	0.5-3.5
Vidrio E	2.54	8-15 (0.3-0.6)	2000-4000 [20,000-41,000] (290-580)	72,000 [730,000] (10,400)	3.0-4.8
RA	2.70	12-20 (0.5-0.8)	1500-3700 [15,000-38,000] (220-540)	80,000 [820,000] (11,600)	2.5-3.6
Sintética Acrílica	1.18	5.17 (0.2-0.7)	200-1000 [2,000-10,000] (30-145)	17,000-19,000 [170,000-190,000] (2,500-2,800)	28-50
Aramida	1.44	10-12 (0.4-0.47)	2000-3100 [20,000-32,000] (300-450)	62,000-120,000 [630,000-1220,000] (9,000-17,000)	2-3.5
Carbón	1.90	8-9 (0.3-0.35)	1800-2600 [18,000-27,000] (260-380)	230,000-380,000 [2300,000-3900,000] (33,400-55,100)	0.5-1.5
Nylon	1.14	23 (0.9)	1000 [10,000] (140)	5,200 [53,000] (750)	20
Poliéster	1.38	10-80 (0.4-3.0)	280-1200 [2900-12,000] (40-170)	10,000-18,000 [100,000-180,000] (1,500-2,500)	10-50
Polietileno	0.96	25-1000 (1-40)	80-600 [800-6100] (11-85)	5,000 [50,000] (725)	12-100
Polipropileno	0.90	20-200 (0.8-8)	450-700 [4600-7100] (65-100)	3,500-5,200 [36,000-53,000] (500-750)	6-15
Natural Celulosa de madera	1.50	25-125 (1-5)	350-2000 [3600-20,000] (51-290)	10,000-40,000 [100,000-400,000] (1,500-5,800)	
Sisal			280-600 [2900-6100] (40-85)	13,000-25,000 [130,000-250,000] (1,900-3,800)	3.5
Coco	1.12-1.15	100-400 (4-16)	120-200 [1200-2000] (17-29)	19,000-25,000 [190,000-250,000] (2,800-3,800)	10-25
Bambú	1.50	50-400 (2-16)	350-500 [3600-5100] (51-73)	33,000-40,000 [340,000-410,000] (4,800-5,800)	
Yute	1.02-1.04	100-200 (4-8)	250-350 [2500-3600] (36-51)	25,000-32,000 [250,000-330,000] (3,800-4,600)	1.5-1.9
Pasto elefante		425 (17)	180 [1800] (26)	4,900 [50,000] (710)	3.6

El CFIL, con volúmenes de hasta 20% de fibras se ha usado desde finales de los años setentas. El concreto impregnado por lechada se puede emplear para producir un componente o una estructura con resistencia y ductilidad mayores que las encontradas en el concreto convencional y

en el concreto lanzado. Sin embargo, el concreto con fibras impregnadas por lechada no es barato y necesita de ajustes minuciosos. Aún así, mantiene un alto potencial para elementos expuestos a condiciones severas y que requieren alta resistencia y tenacidad. Estas aplicaciones incluyen estructuras resistentes al impacto y a la explosión, elementos refractarios, muros de contención o ataque y reparaciones de pavimentos y pistas. Este material también ha sido empleado en aplicaciones militares como bunkers y silos para misiles. Incluso puede ser promisorio en aplicaciones del sector energético como diques, silos y reactores nucleares. La tabla 3.2 presenta las proporciones de una mezcla típica de este material.

Tabla 3-2. Proporciones de una mezcla de SIFCON (Adaptada de PCA, 2004)

Cemento	1000 kg/m ³ (1686 lb/yd ³)
Agua	330 kg/m ³ (556 lb/yd ³)
Arena siliciosa ≤ 0.7mm (≤0.028mm)	860 kg/m ³ (1450 lb/yd ³)
Lechada de sílice	13 kg/m ³ (21.9 lb/yd ³)
Reductor de agua de alto rango	35 kg/m ³ (59 lb/yd ³)
Fibras de acero (cerca de 10%)	800 kg/m ³ (1348 lb/yd ³)

En términos de los aspectos productivos del CRFA para un grupo de mezclas de concreto idénticas, la adición de fibras resulta en una pérdida de revenimiento que se mide conforme a la ASTM C 143 (2008). Ésta pérdida se magnifica cuando se incrementan la relación de aspecto de la fibra o la cantidad de fibras dosificadas. Sin embargo, esta pérdida de revenimiento no necesariamente significa una correspondiente pérdida de trabajabilidad, especialmente cuando se utilizan métodos de vibración adecuados durante la colocación.

Dado que para concretos reforzados con fibras el revenimiento no es una medición apropiada de la trabajabilidad, es recomendable que se utilice la prueba del cono invertido (ASTM C 995, 2001) o bien la prueba Vebe (BS 1881, 1983) para evaluar la trabajabilidad de concretos reforzados con fibras.

Para mezclas de CRFA convencionales, las fibras con relación de aspecto altas, son más efectivas mejorando el comportamiento posterior al del rango elástico debido a su alta resistencia al desprendimiento de la matriz. Por otro lado, un efecto detrimental por el uso de fibras con altas relaciones de aspecto, es el potencial riesgo de formación de aglomeraciones de fibras durante el mezclado. Algunas técnicas para mantener la alta resistencia al desprendimiento de las fibras de la matriz, mientras se reduce la relación de aspecto, incluyen la deformación o el anclaje de los extremos de las fibras, o producir fibras de textura superficial áspera para mejorar la adherencia respecto a las fibras lisas.

La versatilidad del concreto reforzado con fibras ha sido favorecida por otros desarrollos en el campo del concreto. Los aditivos reductores de alto rango incrementan la trabajabilidad de algunas mezclas de CRFA caracterizadas como *duras* y han reducido la oposición al uso del refuerzo de concreto mediante fibras de acero. En este aspecto, la microsílice y los acelerantes,

han habilitado al concreto lanzado reforzado con fibras para elementos de capas delgadas. Además, la microsílíce también reduce la permeabilidad del material lanzado (Morgan, 1987).

La tecnología del CRFA se ha convertido en una industria madura durante las últimas 4 décadas. Sin embargo, los desarrollos generados por la industria para optimizar el uso de fibras se hacen para aplicaciones a la medida; mientras que la necesidad actual es la de consolidar el conocimiento disponible sobre este tipo de refuerzo e incorporarlo en los códigos y reglamentos de diseño aplicables.

Es un hecho que, mientras se obtenga mayor experiencia en el uso de fibras de acero como refuerzo para el concreto, mayores serán las aplicaciones que sean aceptadas por la comunidad ingenieril. La sección 11.4.6 de los Requisitos de Reglamento de Construcción para Concreto Estructural del comité del ACI 318, actualmente ya considera el empleo de elementos estructurales de CRFA bajo ciertas consideraciones, pero es un hecho que con la adquisición de nuevas experiencias y evidencia experimental, existirán más datos disponibles para contribuir al mejoramiento de las propiedades del CRFA en ese y otros códigos de diseño. En la sección 3.4 de este trabajo se describen las características del CRFA y el prometido alcance de sus aplicaciones.

3.3.2 Fibras de vidrio

La primera investigación sobre fibras de vidrio a principio de los años sesentas usó vidrio convencional de borosilicato (vidrio-E en la tabla 3-1) y fibras de vidrio de sílice-cal-soda (vidrio-A) (PCA, 2004). Los resultados de las pruebas mostraron que la reactividad entre las fibras de vidrio-E y la pasta de cemento reduce la resistencia a compresión del concreto. El avance de las investigaciones ha resultado en la creación de las fibras de vidrio resistentes a álcalis (vidrio RA en la tabla 3-1), las cuales aumentaron la durabilidad a largo plazo. Sin embargo después se observaron otras fuentes de pérdida de resistencia. Una razón conocida de esta pérdida es la rigidización de los filamentos por la infiltración de partículas de hidróxido calcio (producto de la hidratación del cemento) entre los haces de fibras. La reactividad con los álcalis y la hidratación del cemento son la base para las dos teorías más aceptadas sobre la pérdida de resistencia y de ductilidad en concreto reforzado con fibras de vidrio en áreas externas:

- a) El ataque a las fibras de vidrio por los álcalis reduce la resistencia a tensión de las fibras y, consecuentemente, baja la resistencia a compresión.
- b) El proceso de hidratación del cemento promueve la penetración de partículas de hidróxido de calcio en los haces de fibras aumentando tanto la resistencia de adherencia entre fibra y la matriz, como la rigidez, siendo que ésta última disminuye la resistencia a tensión por inhibir el arrancamiento de la fibra.

Las modificaciones de las fibras de vidrio con intención de aumentar su durabilidad comprende: (1) revestimientos químicos especialmente formulados para ayudar en el combate de la rigidización inducida por la hidratación, y (2) uso de una lechada con microsílíce dispersa para rellenar los vacíos entre las fibras, reduciendo la capacidad de infiltración del hidróxido de calcio.

En Japón se ha desarrollado un cemento con bajo contenido de álcalis que no produce hidróxido de calcio durante su hidratación. Los ensayos acelerados del concreto producido con este cemento y reforzado con fibras de vidrio resistentes a álcalis han logrado mucho más durabilidad que otros tipos de cemento.

Además, se puede usar la metacaolinita en concretos reforzados con fibras de vidrio sin afectar considerablemente la resistencia a flexión, la deformación, el módulo de elasticidad y la tenacidad (Marikunte y otros, 1997).

La mayor aplicación del concreto reforzado con fibras de vidrio es la producción de paneles de fachada. Otras aplicaciones se presentan en PCA (2004).

3.3.3 Fibras sintéticas

Las fibras sintéticas son resultado de la investigación y el desarrollo de las industrias petroquímicas y textiles. Las fibras sintéticas usadas en concreto son: acrílicas, aramida, carbón, nylon, poliéster, polietileno y polipropileno. La tabla 3-1 resume la variación en las propiedades físicas de estas fibras.

Las fibras sintéticas pueden reducir la contracción plástica y consecuentemente, la fisuración y pueden mejorar las propiedades del concreto después que se fisura. El recubrimiento ultra delgado de concreto o *ultra thin whitetopping* como se le conoce en inglés, normalmente usa fibras sintéticas para retardar el desarrollo de baches. Los problemas asociados con fibras sintéticas incluyen:

- a) baja adherencia fibra-matriz;
- b) pruebas de desempeño no concluyentes para volúmenes bajos de fibras de polipropileno, polietileno, poliéster y nylon;
- c) bajo módulo de elasticidad de las fibras de polipropileno y polietileno y
- d) el alto costo de las fibras de carbón y aramida.

Las fibras de polipropileno (figura 3.3a), que son las más populares de las fibras sintéticas, son químicamente inertes, hidrofóbicas y ligeras. Se producen como monofilamentos cilíndricos continuos que se pueden cortar en longitudes específicas o como filmes y cintas. Estas fibras se componen de finas fibrillas de sección transversal rectangular (Figura 3.3 b).

Usadas en cantidad mínima de 0.1% del volumen de concreto, las fibras de polipropileno reducen la fisuración por contracción plástica y disminuyen el agrietamiento sobre la armadura de acero (Suprenant y Malish, 1999). La presencia de las fibras de polipropileno en el concreto puede reducir el revenimiento o la sedimentación del agregado grueso por la reducción de los canales capilares de sangrado o exudación. Las fibras de polipropileno pueden reducir el descascamiento del concreto de alta resistencia y del concreto de baja permeabilidad expuesto al fuego en ambientes húmedos.

a) *Fibrillas dinas con sección transversal*b) *Monofilamentos cilíndricos***Figura 3.3 — Fibras de polipropileno.**

Los nuevos desarrollos muestran que las fibras monofiladas son capaces de descomponerse durante el mezclado si son producidas con resinas de polipropileno y polietileno ya que los dos polímeros son incompatibles y tienden a separarse cuando son manipulados. Por lo tanto, durante el proceso de mezclado, cada fibra se convierte en una unidad con varias fibrillas en su extremo. Las fibrillas proporcionan una adherencia mecánica mayor que los monofilamentos convencionales. El gran número de fibrillas también reduce la fisuración por contracción plástica y puede aumentar la ductilidad y la tenacidad del concreto (Trottier y Mahoney, 2001).

Las fibras acrílicas han demostrado ser el sustituto más prometedor para las fibras de asbestos y ya se usan en tabloncillos de cemento y en la producción de tejas, donde el volumen de fibras de hasta 3% puede producir un compuesto con propiedades mecánicas similares a las de los compuestos de asbesto-cemento. Los concretos con fibras acrílicas exhiben alta tenacidad posterior al agrietamiento y alta ductilidad. A pesar de que la resistencia a flexión de los concretos reforzados con fibras acrílicas sea menor que la de los compuestos de asbesto-cemento, esta es suficiente para múltiples aplicaciones en construcción.

Las fibras de aramida tienen alta resistencia a la tensión y un alto módulo de rigidez. Las fibras de aramida son dos veces y media más resistentes que las fibras de vidrio-E y cinco veces más resistentes que las fibras de acero. En PCA (2004) se presenta una comparación de las propiedades mecánicas de diferentes fibras de aramida. Además de las excelentes características de resistencia, las fibras de aramida también tienen excelente retención de resistencia para temperaturas de hasta 160°C (320°F), estabilidad dimensional hasta 200°C (392°F) y resistencia a fatiga estática y dinámica. La hebra de aramida está disponible con gran variedad de diámetros.

Las fibras de carbón se desarrollaron principalmente por sus propiedades de alta resistencia, módulo de elasticidad y rigidez para la aplicación en la industria aeroespacial. Comparadas con la mayoría de las otras fibras sintéticas, la producción de las fibras de carbón es costosa y tiene desarrollo comercial limitado. Las fibras de carbón tienen alta resistencia a tensión y alto módulo de elasticidad (tabla 3-1). Una de sus ventajas es que son inertes a la mayoría de los productos químicos. Las fibras de carbón se producen normalmente en hebras que contienen hasta 12 000

filamentos individuales. Las hebras comúnmente se dispersan antes de su incorporación en el concreto para facilitar su penetración a la matriz de cemento y maximizar la efectividad de la fibra.

Hay varios tipos de fibras de nylon en el mercado para uso en prendas de vestir, muebles domésticos y aplicaciones industriales y textiles, pero hay solo dos tipos de fibras de nylon para uso en concreto, el nylon 6 y el nylon 66. Las fibras de nylon se tejen de los polímeros de nylon y se transforman a través de extrusión, estiramiento y calentamiento para formar una estructura de fibras orientada y cristalina. En aplicaciones en concreto, se tejen hilos de alta tenacidad, alta resistencia a tensión y estables a altas temperaturas y a la luz; posteriormente, los hilos se cortan en pequeñas longitudes. Las fibras de nylon presentan tenacidad, ductilidad y recuperación de elasticidad buenas. El nylon es hidrófilo, con retención de humedad del 4.5%, por lo que aumenta la demanda de agua en el concreto. Sin embargo, esto no afecta la hidratación y trabajabilidad del concreto con bajo contenido de fibras (del 0.1% al 0.2% en volumen), pero se debe considerar si se usan volúmenes más altos de fibras. Una cantidad relativamente pequeña de fibras de nylon tiene potencialmente mayor capacidad de refuerzo que bajos volúmenes de fibras de polipropileno y poliéster. El nylon es relativamente inerte y resistente a una amplia variedad de materiales orgánicos e inorgánicos, incluyendo álcalis fuertes.

Las fibras sintéticas se usan también en estuco y mortero. Para estas aplicaciones, las fibras son más cortas que las fibras sintéticas para concreto. Normalmente se emplean pequeñas cantidades de fibras de 13 mm (0.5 pulg.) de longitud, resistentes a álcalis como parte de mezclas de revestimiento. Se les puede usar en pequeñas hileras de estuco y en bombas de mortero y pistolas de aerosol. Más detalles sobre las propiedades físicas y químicas de las fibras sintéticas y sobre las propiedades del concreto con fibras sintéticas, se encuentran en el ACI 544.1R, (2002).

La tecnología de molienda conjunta de cementos con fibras tiene la ventaja de que algunas fibras sintéticas no se destruyen o se pulverizan en el molino de cemento. Las fibras se mezclan con el cemento durante su molienda para que sean uniformemente distribuidas. Además, durante la molienda, la superficie de las fibras se vuelve áspera, mejorando su adherencia mecánica con la pasta de cemento (Vondran, 1995).

3.3.4 Fibras naturales

Las fibras naturales se han usado como una forma de refuerzo desde mucho tiempo antes que la utilización de la armadura convencional de acero en el concreto. Los ladrillos de barro reforzados con paja y morteros reforzados con crin de caballo son dos ejemplos de cómo las fibras naturales se han usado como una forma de refuerzo. Muchos materiales de refuerzo natural se pueden obtener con bajos niveles de costo y energía, usando la mano de obra y la pericia disponibles en la región. Las fibras naturales se usan en la producción de concretos con bajo contenido de fibras y, ocasionalmente, se han usado en placas delgadas de concreto con alto contenido de fibras. Las fibras naturales se clasifican en procesadas y no procesadas. La tabla 3-1 muestra más información sobre las propiedades típicas de las fibras naturales.

a) Fibras naturales no procesadas

A final de los años sesenta, se hicieron investigaciones sobre las propiedades de las fibras naturales y de los concretos producidos con ellas. El resultado fue que se pueden usar estas fibras con éxito para la producción de planchas para muros y techos. Se han producido elementos compuestos de cemento Portland y fibras naturales no procesadas, tales como fibras de coco, sisal, bambú, yute, madera y otros vegetales. A pesar de que los concretos producidos con fibras naturales presentan propiedades mecánicas buenas, tienen algunos problemas de durabilidad. Muchas de estas fibras son altamente susceptibles a los cambios de volumen debido a variaciones de la humedad que contienen. Los cambios de volumen de las fibras a causa de la humedad pueden afectar drásticamente la adherencia entre la fibra y la matriz de cemento.

b) Fibras naturales procesadas

La fibra natural procesada de mayor utilización en la industria de la construcción es la fibra de madera. El método de extracción y sus procesos de refinamiento de la celulosa influyen ampliamente las propiedades de las fibras de madera. El proceso por el cual la madera se reduce a una masa de fibras se llama reducción a pulpa. El proceso *kraft* es uno de los más empleados en la producción de fibras de celulosa. Este proceso consiste en cocinar la viruta de madera en una solución de hidróxido de sodio, carbonato de sodio y sulfuro de sodio. Las fibras de celulosa tienen relativamente buenas propiedades mecánicas si son comparadas con muchas fibras sintéticas, como las de polipropileno, polietileno, poliéster y acrílicas. Las fibras de celulosa sin lignina se pueden producir con resistencia a tensión de hasta $20\,000\text{ kg/cm}^2$ (2000 MPa) con especies seleccionadas de madera y un proceso de reducción a pulpa controlado. La resistencia a tensión de las fibras de $5\,100\text{ kg/cm}^2$ (500 MPa) se puede alcanzar usando un proceso químico de reducción a pulpa con maderas comunes y menos caras.

3.3.5 Sistemas múltiples de fibras

En un sistema múltiple o mixto de fibras se mezclan dos o más tipos de fibras. Por ejemplo, el concreto con fibras híbridas combina macro y micro fibras de acero. El uso de esta combinación con micro fibras de acero con menos de 10 mm (0.4 pulg.) de longitud y menos de 100 micrómetros (0.004 pulg.) de diámetro conduce a un menor espaciamiento entre las fibras, lo que puede reducir la microfisuración y aumentar la resistencia a tensión del concreto. Las aplicaciones indicadas para concreto con un sistema mixto de fibras se han limitado a reparaciones y recubrimientos delgados (Banthia y Bindiganavile, 2001). Es deseable que la mezcla combine la tenacidad y la resistencia al impacto del concreto reforzado con fibras de acero con la reducción de la fisuración por contracción plástica de los concretos con fibras de polipropileno. Por ejemplo, (Wojtysiak y otros 2001) reportan el uso de una mezcla de 30 kg/m^3 (50 lb/yd^3) de fibras de acero con 0.9 kg/m^3 (1.5 lb/yd^3) de fibras de polipropileno fibrilado en las losas sobre el terreno de un proyecto en el área de Chicago. Dicho concreto presentó un revenimiento menor que el concreto convencional, pero alcanzó resistencias considerables a tensión y compresión en el rango elástico y post-elástico.

3.4 Concreto reforzado con fibras de acero

Las propiedades del CRFA tanto en estado fresco como endurecido, incluyendo su durabilidad, son consecuencia de su naturaleza compositiva. Los mecanismos a través de los cuales el refuerzo con fibras fortalece al concreto o al mortero, extendiendo desde el estado elástico antes del agrietamiento y hasta el parcialmente plástico posterior al agrietamiento, es un tema de investigación en desarrollo continuo. Una manera de entender las propiedades del CRFA es considerarlo como un material compuesto cuyas propiedades pueden ser descritas por las propiedades de las fibras, las propiedades del concreto, y las propiedades de la interfaz entre las fibras y la matriz de concreto. Un enfoque más general del refuerzo con fibras, asume un mecanismo de inhibición de grietas en el que la energía necesaria para extender una grieta y la adherencia entre matriz y fibras describen las propiedades del compuesto.

Los procedimientos de diseño de un CRFA, pueden seguir la metodología de diseño por resistencia descrita en el reporte del comité ACI 544.4R, (1999) que se presenta más adelante. Sin embargo hay que tener muy en cuenta que, para conseguir una construcción económica y de buena calidad mediante el uso de CRFA, deben seguirse los procedimientos aprobados de mezclado, colocación, acabado y control de calidad.

3.4.1 Manufactura de fibras de acero

Las fibras de acero rectas redondeadas son producidas mediante el corte o desmenuzamiento de alambre, típicamente con un diámetro entre 0.25 a 1.00 mm (0.01 y 0.039 pulg). Las fibras rectas planas de sección transversal de entre 0.15 a 0.66mm (0.006 a 0.026 pulg) de espesor por 0.25 a 2.03 mm (0.01 a 0.08 pulg) de ancho, se producen mediante cizallamiento de hojas o aplanamiento de alambres (figura 3.5a). Las fibras rizadas o deformadas se producen tanto con deformación en toda la longitud (figura 3.5b) como con doblez sólo en los extremos (figuras 3.5c y 3.5d). Algunas de estas fibras se deforman para incrementar la adherencia mecánica. Algunas se presentan en paquetes para facilitar su manufactura y manejo y durante el mezclado en el concreto, los paquetes se separan en fibras individuales (figura 3.5c). También hay fibras producidas mediante alambre trefilado en frío que se cercena para hacer paños de acero. Los alambres remanentes tienen sección circular y pueden ser deformados para producir fibras.



a) Fibra recta plana de hoja o alambre

b) Fibra de hoja o alambre deformada

Figura 3.5 – Geometría de varias fibras de acero (adaptada de ACI 544.1R, 2002)

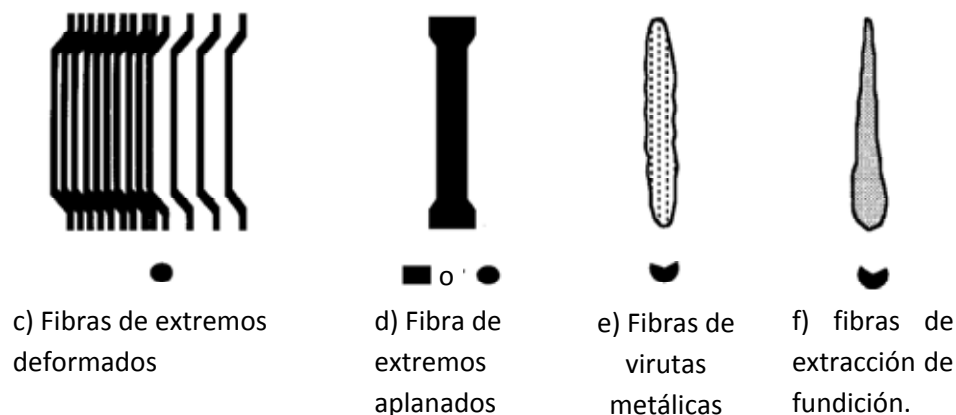


Figura 3.5 (Cont.) – Geometría de varias fibras de acero (adaptada de ACI 544.1R, 2002)

Por otro lado, existen fibras metálicas hechas mediante un proceso mecanizado de producción de virutas metálicas, las cuales tienen una superficie rugosa, irregular y una sección transversal de media luna (figura 3.5e). Las fibras extraídas de fundición también tienen forma de media luna y superficie irregular (figura 3.5f).

3.4.2. Elaboración de CRFA

El mezclado del CRFA puede ser ejecutado por varios métodos, cuya elección depende de los requerimientos del trabajo y del equipo disponible. Es importante tener una dispersión uniforme de las fibras y prevenir la segregación o amontonamiento de las fibras durante el mezclado.

El amontonamiento de las fibras durante el mezclado está relacionado a varios factores. Los más importantes son la relación de aspecto de las fibras, la fracción de volumen de estas, el tamaño máximo y la granulometría del agregado y el método de adición de las fibras a la mezcla. Conforme los tres primeros aspectos aumentan, la tendencia al amontonamiento también lo hace. Para obtener información adicional sobre este tema se recomienda consultar el ACI 544.3R (1998).

3.4.2.1 Proporciones de la mezcla

Comparadas con el concreto convencional, algunas mezclas de CRFA se caracterizan por tener altos contenidos de cemento, altos contenidos de agregado fino, y un revenimiento decreciente conforme aumenta el contenido de fibras.

En mezclas de CRFA se utilizan los aditivos y puzolanas convencionales con el objetivo de incluir aire, reducir el consumo de agua, aumentar la trabajabilidad, y controlar contracciones. Algunas pruebas muestran que se puede producir concreto ligero reforzado con fibras de acero con algunas modificaciones menores a las proporciones de la mezcla.

En algunos proyectos, las fibras de acero han sido adicionadas sin cambio alguno en las proporciones convencionales de las mezclas utilizadas por los proveedores de concreto premezclado. Sin embargo deben realizarse los ajustes adecuados en situaciones donde se pretenda el uso de cantidades de fibras considerables.

Por otro lado, para proveer de una adecuada trabajabilidad al concreto, se requiere de incrementar el contenido de pasta en la mezcla de concreto. Por lo tanto la relación entre el volumen de agregado fino y el de agregado grueso debe ajustarse ascendentemente. Así mismo, algunas experiencias han mostrado que si se emplea alguna combinación de granulometría como las que se muestran en la tabla 3.3, el amontonamiento de fibras se minimiza y la trabajabilidad se mejora (Tatro, 1985).

Tabla 3.3 — Granulometría recomendada para CRFA (Adaptada de ACI 544.1R-99)

Tamaño Estándar de malla U.S.	Porcentaje que pasa para tamaño máximo de agregado de:				
	$\frac{3}{8}$ in. (10 mm)	$\frac{1}{2}$ in. (13 mm)	$\frac{3}{4}$ in. (19 mm)	1 in. (25 mm)	$1\frac{1}{2}$ in. (38 mm)
2 (51 mm)	100	100	100	100	100
$1\frac{1}{2}$ (38 mm)	100	100	100	100	85-100
1 (25 mm)	100	100	100	94-100	65-85
$\frac{3}{4}$ (19 mm)	100	100	94-100	76-82	58-77
$\frac{1}{2}$ (13 mm)	100	93-100	70-88	65-76	50-68
$\frac{3}{8}$ (10 mm)	96-100	85-96	61-73	56-66	46-58
#4 (5 mm)	72-84	58-78	48-56	45-53	38-50
#8 (2.4 mm)	46-57	41-53	40-47	36-44	29-43
#16 (1.1 mm)	34-44	32-42	32-40	29-38	21-34
#30 (600 μ m)	22-33	19-30	20-32	19-28	13-27
#50 (300 μ m)	10-18	8-15	10-20	8-20	7-19
#100 (150 μ m)	2-7	1-5	3-9	2-8	2-8
#200 (75 μ m)	0-2	0-2	0-2	0-2	0-2

Tabla 3.4 Rango de Proporciones para CRFA de Peso Normal (Adaptada de Tatro 1985)

Parámetros de la mezcla	Agregado de T.M.A de 3/8 in.	Agregado de T.M.A de 3/4 in.	Agregado de T.M.A de 1 1/2 in.
Cemento, lb/yd ³	600 - 1000	500 - 900	470 - 700
Relación a/c	0.35 - 0.45	0.35 - 0.50	0.35 - 0.55
Porcentaje de agregado fino a grueso	45 - 60	45 - 55	40 - 55
Contenido de aire incluido, porcentaje	4 - 8	4 - 6	4 - 5
Contenido de fibras, vol.			
Fibras deformadas, porcentaje	0.4-1.0	0.3 - 0.8	0.2 -0.7
Fibras lisas, porcentaje	0.8 - 2.0	0.6 -1.6	0.4 - 1.4

Alternativamente, una mezcla como la mostrada en la tabla 3.4 puede ser utilizada como una mezcla inicial de prueba. Una vez que la mezcla ha sido seleccionada, es altamente aconsejable que se procese dicha mezcla de prueba con el equipo de mezclado que será utilizado en campo antes que inicie la construcción. Algunas recomendaciones para mezclas de prueba y contenido

máximo de fibras, son desarrolladas por los fabricantes de fibras con objeto de conseguir una trabajabilidad adecuada.

3.4.2.2 Métodos de mezclado

Existen algunas diferencias importantes entre el mezclado de CRFA y el de concreto convencional. Una de estas diferencias es que además de conseguir una mezcla fluida, se debe considerar una buena dispersión de las fibras para prevenir el amontonamiento de las mismas.

Resulta muy importante que las fibras se dispersen uniformemente en toda la mezcla, y esto debe ser conseguido durante la fase de dosificación y mezclado. Algunas secuencias exitosas de mezclado incluyen las siguientes recomendaciones:

1. Agregar las fibras a la mezcladora después de todos los demás ingredientes de la mezcla, incluyendo el agua, a un ritmo de 45 kg por minuto, con la mezcladora girando a máxima velocidad. Las fibras deben ser agregadas de modo que las cuchillas de la mezcladora las dispersen. Después la velocidad de la mezcladora debe ser la de mezclado (40 a 50 revoluciones por minuto). Las fibras pueden ser añadidas a la tolva manualmente o mediante una banda transportadora. Este método puede ser utilizado tanto en planta como en el sitio de trabajos.
2. Agregar las fibras en el torrente de agregados en la planta de dosificación, antes de que sean incluidos en la mezcla. Las fibras pueden ser colocadas manualmente sobre los agregados en las bandas transportadoras, pero deben ser esparcidas de modo que se prevenga su aglutinación.
3. Agregar las fibras sobre los agregados después de que estos hayan sido pesados en el dosificador. El flujo normal de los agregados fuera de la tolva distribuirá las fibras en la masa de agregados.

La entrega de CRFA debe cumplir con las disposiciones aplicables de la ASTM C 1116, (2010). Para los procedimientos de adición de fibras, es esencial que los paquetes de fibras sean separados para evitar que entren completos a la mezcladora, y es ampliamente recomendado que el método de dosificación y mezclado sea probado en campo mediante una mezcla de prueba.

3.4.3 Propiedades físicas del CRFA

a) Propiedades de las fibras.

La resistencia, rigidez y la habilidad de las fibras para adherirse al concreto son las propiedades más importantes del refuerzo con fibras. La adherencia depende de la relación de aspecto. Los rangos típicos de la relación de aspecto se encuentran entre 20 y 100, mientras que la longitud de las fibras varía entre 6.4 a 76 mm (0.25 y 3 pulg).

Las fibras de acero tienen una resistencia y módulo de elasticidad relativamente altos. Las fibras se protegen de la corrosión por medio del ambiente alcalino de la matriz cementante y su adherencia con la matriz puede ser mejorada mediante anclajes mecánicos o rugosidad superficial. Las cargas

a largo plazo no influyen adversamente las propiedades mecánicas de las fibras de acero. En algunos ambientes particulares como aplicaciones refractarias a altas temperaturas, puede ser necesario utilizar fibras de acero inoxidable. De hecho, existen varios grados de acero inoxidable disponibles en forma de fibras y responden de manera diferente a ambientes de altas temperaturas o potencialmente corrosivos (Lankard y Sheets, 1971). Estos factores deben ser considerados cuando se utilicen fibras de acero para refuerzo de refractarios para aplicaciones específicas.

La ASTM A 820, (2011) establece la resistencia mínima a tensión y los requisitos de adherencia para fibras de acero, así como las tolerancias para longitud, diámetro (o diámetro equivalente), y relación de aspecto. La resistencia mínima a la fluencia requerida por dicha norma es de 50 000 psi (345 MPa), mientras que la especificación de la Japanese Society of Civil Engineers (JSCE) por sus siglas en inglés, es de 80 000 psi (552 MPa).

b) Propiedades del CRFA en estado fresco.

Las propiedades del CRFA en estado fresco dependen de la relación de aspecto y la geometría de la fibra, las proporciones de la mezcla y las características de adherencia entre la matriz y las fibras (Ramakrishnan, 1987).

Para aplicaciones convencionales de CRFA debe asegurarse una buena trabajabilidad que permita una adecuada colocación, consolidación y acabado con el mínimo esfuerzo, a la vez que se provea una distribución uniforme de fibras con segregación y sangrado mínimos. Para una mezcla dada, el grado de consolidación modifica la resistencia y otras propiedades del material endurecido tal como en concreto reforzado convencionalmente.

Para los rangos típicos de volumen de fibras usados para CRFA en aplicaciones de colado en el lugar (0.25 a 2%), la adición de las fibras puede reducir el revenimiento en el rango de 25 a 102 mm (1 a 4 pulg) comparado con una mezcla sin adición de fibras. Dado que se recomienda el uso de vibración mecánica para la compactación en la mayoría de las aplicaciones de CRFA, la medición de la trabajabilidad debe realizarse mediante el procedimiento descrito en la norma inglesa (BS 1881, 1983) mediante el consistómetro *Vebe*, o mediante la prueba del cono invertido de la ASTM C 995, (2001) en lugar de la medición convencional del revenimiento.

Además de las consideraciones anteriores, debe evitarse el amontonamiento de fibras (*balling of fibers*) en algunas fibras con relación de aspecto mayor a 100, ya que tienden a entrelazarse para formar *aglomeraciones* que son muy difíciles de separar si sólo se usa vibración. Por otro lado, las fibras cortas con una relación de aspecto menor a 50 no se entrelazan y pueden ser fácilmente dispersas por vibración (Hannat, 1978). Sin embargo, es deseable una relación de aspecto alta para mejorar las propiedades mecánicas del concreto endurecido.

La tendencia de una mezcla de CRFA para producir amontonamiento de fibras en estado fresco, es función del tamaño máximo de agregado (TMA) y de la gradación total del agregado utilizado en la

mezcla, la relación de aspecto de las fibras, su fracción en volumen, la forma de mismas y del método de su adición en la mezcla.

c) Propiedades del CRFA endurecido.

c.1.) *Comportamiento bajo carga estática.* El mecanismo de refuerzo con fibras de la matriz cementante en el concreto ha sido extensamente estudiado en términos de la resistencia de la fibra al desprendimiento de la matriz resultado de la pérdida de adherencia en la interfaz fibra-matriz. Como consecuencia de la naturaleza gradual del desprendimiento de las fibras, estas proveen una ductilidad posterior al agrietamiento a la matriz cementante que de otro modo sufriría una falla frágil.

Las mejoras de la ductilidad dependen del tipo y volumen de las fibras presentes. Las fibras fabricadas con perfiles ondulados o doblados, deformaciones superficiales, anclajes en los extremos, o con forma de *pala* o *hueso de perro*, son más efectivas que las fibras rectas y uniformes del mismo diámetro y longitud. Consecuentemente, la cantidad de fibras requeridas para lograr un nivel de mejora en resistencia y ductilidad requerido, es menor que con fibras rectas y uniformes (ACI 544.1R, 1996).

En general, las fibras de acero mejoran la ductilidad del concreto bajo todos los modos de carga, pero su efectividad en el mejoramiento de la resistencia, varía si los esfuerzos son de compresión, tensión, cortante o torsión. El comportamiento del CRFA bajo diferentes condiciones de esfuerzo se detalla en la sección 4.3 de este trabajo.

c.2) *Comportamiento bajo carga de impacto.* Para caracterizar el comportamiento de concreto bajo cargas de impacto, los dos parámetros más importantes son la resistencia y la energía de fractura. Para describir el comportamiento del concreto reforzado con fibras se hacen dos tipos de comparaciones:

- a) Diferencias entre CRFA y concreto normal bajo cargas de impacto.
- b) Diferencias entre el comportamiento de CRFA bajo cargas de impacto y bajo cargas estáticas.

En términos de la primera diferencia, se ha encontrado que para concretos de resistencia normal y alta, las cargas de impacto máximas para CRFA fueron aproximadamente 40% mayores que las obtenidas con concreto sin fibras. El refuerzo con fibras de acero incrementó la energía de fractura bajo impacto por un factor de alrededor de 2.5 para concreto de resistencia normal y de 3.5 para concreto de alta resistencia (Bantia, 1987). Sin embargo, el mejoramiento observado en la carga de impacto máxima y en la energía de fractura bajo impacto, fue considerablemente menor que los obtenidos bajo carga estática en algunos casos, posiblemente debido al incremento de fracturas de fibras que ocurre bajo cargas de impacto. Comparando el comportamiento de CRFA bajo cargas de impacto con el comportamiento bajo cargas estáticas, las fibras de acero mejoraron las cargas de impacto máximas de 2 a 3 veces para concreto de resistencia normal y 1.5 veces para concreto de alta resistencia. Bajo cargas estáticas, las fibras de acero incrementaron la

energía de fractura por un factor de aproximadamente 5 para concreto normal y de 4 para concreto de alta resistencia.

c.3) *Comportamiento bajo fatiga*. Los estudios experimentales de Batson y otros, (1971) mostraron que para un tipo de fibra dado, se presenta un incremento en la resistencia a fatiga flexionante incrementando el porcentaje de fibras. Para cualquier aplicación en cuestión, deben considerarse las proporciones específicas de la mezcla, tipos de fibra, y porcentaje de fibras. Dependiendo del tipo de fibra y de su concentración, un CRFA diseñado apropiadamente tendrá una resistencia a la fatiga de entre 65 y 90% de la resistencia estática a flexión, cuando se somete a 2 millones de ciclos bajo carga no reversible y con un poco menos de resistencia a fatiga bajo cargas reversibles (Ramakrishnan, 1987).

También se ha observado que la adición de fibras en vigas convencionalmente reforzadas, incrementa la capacidad ante fatiga y disminuye tanto la achura de grietas como la deflexión resultante bajo este tipo de carga (Shrader, 1971).

c.4) *Módulo de Elasticidad y relación de Poisson*. En la práctica, cuando el porcentaje de volumen de fibras es menor a 2 %, el módulo de elasticidad y la relación de Poisson se consideran iguales a los de concretos sin fibras (ACI 544.1R, 2002).

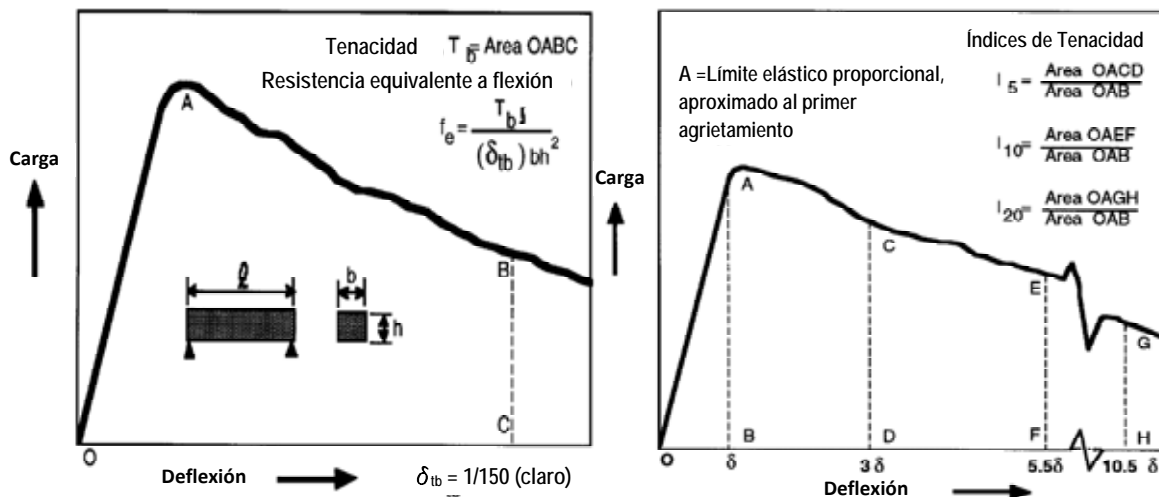
c.5) *Tenacidad*. Desde el inicio del desarrollo del CRFA, la tenacidad ha sido reconocida como la propiedad que más claramente distingue al CRFA del concreto sin fibras. Bajo condiciones de impacto, la tenacidad de un CRFA es capaz de mantener la integridad estructural de un elemento ante varios ciclos de impacto antes de la falla, en comparación con un elemento similar sin refuerzo por fibras.

Bajo condiciones de flexión, una viga de concreto reforzado con fibras, puede presentar un daño gradual mediante la presencia de grietas con un incremento gradual en la deflexión, pero reteniendo algún grado de integridad estructural y de resistencia posterior al agrietamiento incluso bajo deflexiones considerables. Un elemento similar sin fibras de acero, fallaría repentinamente bajo una deflexión pequeña y mediante la separación del elemento en dos piezas.

Para la cuantificación de la tenacidad del CRFA se utilizan dos esquemas típicos de carga:

- a) Imposición de cargas de alta velocidad con aplicaciones simples o múltiples, o bien
- b) Mediante la aplicación de carga monotónica creciente.

La técnica más usual para la determinación de la tenacidad en el CRFA se realiza mediante la aplicación de carga flexionante ya que esta refleja las condiciones de esfuerzo en la mayoría de las aplicaciones tales como pavimentos, pisos y revestimientos de concreto lanzado. Esta técnica también es preferible porque los resultados son generalmente conservadores, que los hace más seguros para su uso en diseño. Este tipo de prueba se realiza de acuerdo con la norma Japonesa, JSCE SF-4 (1984) y la norma ASTM C 1018, (1998), la medición de la tenacidad se deriva del análisis de la curva carga-deflexión como se indica en la figura 3.6.



a) Método JSCE SF-4

b) Método ASTM C 1018

Figura 3.6 – Curvas carga-deflexión para determinación de tenacidad del CRFA. (Adaptada de Gopalaratnam y otros, 1991)

3.4.4 Durabilidad del CRFA

El estudio de la durabilidad del CRFA se concentra en prevenir la corrosión de las fibras. Los análisis al respecto se basan en la consideración del CRFA en estado agrietado y sin agrietamiento.

a) *Concreto sin agrietamiento.* Algunas experiencias, muestran que en concretos con una resistencia a los 28 días mayor de 3 000 psi (21 MPa), bien compactado y que cumpla con las recomendaciones del ACI 318 para relación agua/cemento, la corrosión de las fibras se limitará a las caras superficiales de concreto (ACI 544.1R, 2002). Se ha observado que una vez que las fibras de la superficie se corroen, no se presenta una tendencia a la propagación de la corrosión en más de 2.5 mm (0.1 pulg) por debajo de la superficie, incluso cuando el concreto está altamente saturado con iones cloruro. Dado que las fibras son cortas, discontinuas y rara vez se tocan entre sí, no existe un camino conductivo continuo del potencial de corriente entre las diferentes áreas del concreto.

b) *Concreto agrietado.* Algunos estudios en campo y laboratorio sobre CRFA agrietado en ambientes con contenido de cloruros indican que las grietas en el concreto pueden favorecer la corrosión de las fibras que atraviesan la grieta (Hoff, 1987). Sin embargo, en anchuras de grieta menores a 0.1 mm, no es posible que la corrosión de fibras atraviese la grieta (Morse y Williamson, 1977). Si las grietas son de anchura menor a 0.1 mm, su profundidad es limitada y las consecuencias de la corrosión localizada pueden no ser significantes estructuralmente. Sin embargo, si se consideran agrietamientos de tensión por flexión, la dimensión de las grietas puede llevar a una condición estructural catastrófica, por lo que deben tomarse todas las consideraciones necesarias para atender el problema de la corrosión.

La mayoría de las pruebas de corrosión en CRFA se han desarrollado en ambientes de saturación de cloruros, tanto experimentalmente en laboratorio como en zonas marinas. El estudio del comportamiento de CRFA ante corrosión en ambientes agresivos no saturados o en exposición a agua dulce es limitado. Sin embargo, con base en las pruebas en ambientes con cloruros y con el conocimiento actual sobre corrosión del refuerzo, es prudente considerar que en la mayoría de los ambientes agresivos donde se presenten grietas en el CRFA, se va a presentar el problema de la corrosión en las fibras que atraviesen dichas grietas.

Para reducir el potencial de corrosión en grietas o coloración superficial del CRFA, algunas posibles alternativas son el uso de fibras de acero aleadas, fibras de acero inoxidable o bien, fibras de acero galvanizado.

3.4.5 Aplicaciones del CRFA

De acuerdo con las características del CRFA, sus aplicaciones constructivas dependerán del ingenio del diseñador y del constructor al tomar ventaja de la resistencia a tensión dinámica y estática, de sus características de absorción de energía, tenacidad y rendimiento ante fatiga. Por otro lado, la dispersión uniforme de las fibras a través del concreto le provee de propiedades de resistencia isotrópica que no son comunes en concreto reforzado convencionalmente.

Generalmente, cuando se emplean fibras de acero en aplicaciones estructurales, el CRFA ha sido utilizado únicamente en un rol suplementario de inhibición de agrietamientos, para mejorar la resistencia al impacto, ante cargas dinámicas, así como para resistir la desintegración del material. En miembros estructurales donde se presentan esfuerzos de tensión axiales o por flexión, tales como vigas, columnas y losas suspendidas, las barras de refuerzo se diseñan para ser capaces de resistir dichos esfuerzos.

En aplicaciones donde la presencia de refuerzo continuo no es esencial para la seguridad y la integridad de la estructura, por ejemplo pavimentos y revestimientos de concreto lanzado, el mejoramiento de la resistencia a flexión asociado con el uso de las fibras en concreto, puede ser aprovechado para reducir los espesores de la sección, mejorar su rendimiento, o ambos.

Los siguientes son ejemplos de aplicaciones estructurales y no estructurales del CRFA:

- Estructuras hidráulicas: Presas, vertederos, aliviaderos, canales y otras estructuras para proveer de resistencia a la cavitación y erosión hidráulica severa (Shrader, 1989).
- Pavimentos de autopistas y aeropuertos: Particularmente donde se desean espesores menores a los pavimentos tradicionales (Johnston, 1984).
- Pisos industriales: Para resistencia a impacto y resistencia a choques térmicos (Vanderberghe y Nemegeer, 1985).
- Concreto refractario: CRFA con cementos con altos contenidos de alúmina tanto en elementos colados normalmente como concretos lanzados (Lankard, 1978).
- Tableros de puentes: Como capas superiores donde la estructura subyacente de apoyo es de concreto reforzado tradicionalmente (Melamed, 1985).

- Revestimientos de concreto lanzado: Para soporte bajo tierra en túneles y minas, usualmente con anclajes para roca (Morgan y McAskill, 1988) o bien para estabilización de taludes (Henager, 1981).
- En estructuras de cascarón delgado: Para domos de concreto lanzado (Haber, 1986).
- Concreto con fibras impregnadas por lechada (SIFCON): Para estructuras resistentes a impacto y explosiones, elementos refractarios y reparaciones de autopistas (Naaman y Homrich, 1989).
- Estructuras resistentes a explosiones: Usualmente en combinación con barras de refuerzo (Henager, 1983).
- Usos posibles en estructuras sismo-resistentes (Henager, 1977; Craig, 1984).

En el capítulo siguiente se presentan algunas consideraciones que deben tomarse en cuenta en el uso de CRFA como alternativa complementaria de refuerzo en elementos estructurales, tales como vigas sujetas a flexión y cortante. El entendimiento de las propiedades del CRFA permite evidenciar los beneficios de dichos elementos estructurales siempre y cuando se comprendan sus alcances y limitaciones.

Capítulo 4

DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO
CON FIBRAS DE ACERO

CAPÍTULO 4 DISEÑO DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO

4.1 Comportamiento y modos de falla del CRFA

Ya se ha reconocido que el comportamiento a tensión de las matrices de concreto puede ser mejorado con la adición de fibras de acero y, dependiendo de la geometría y tipo de fibra, se pueden presentar cierto número de mecanismos de falla. En general, los modelos analíticos están formulados con base en uno o más de estos mecanismos de falla. Por lo tanto, es relevante que se describan los tipos primarios de mecanismos de falla de los CRFA.

De manera similar al comportamiento de concreto simple, la falla del compuesto bajo la mayoría de los tipos de carga se inicia mediante el agrietamiento por tensión de la matriz a lo largo de planos donde los esfuerzos de tensión normales exceden los valores últimos o de falla. Esto puede ser seguido de un agrietamiento múltiple de la matriz antes de que el elemento de CRFA se fracture, siempre que las fibras sean lo suficientemente largas o continuas. Sin embargo, cuando se utilizan fibras cortas de alta resistencia, se presenta alguno de los siguientes tipos de falla, después del agrietamiento de la matriz:

1. El compuesto se fractura inmediatamente después del agrietamiento de la matriz. Esto resulta del inadecuado contenido de fibras en la sección crítica o de la insuficiente longitud de las fibras para transmitir los esfuerzos a través de las grietas de la matriz.
2. El compuesto presenta una disminución de carga después del punto de resistencia máxima. La resistencia posterior al agrietamiento es principalmente atribuida al desprendimiento de las fibras. Aunque no se observe un incremento significativo en la resistencia del compuesto, se obtiene un aumento considerable en la energía de fractura y en la tenacidad, como se muestra en la figura 4.1. Esta propiedad de tenacidad permite a las grietas funcionar como articulaciones y redistribuir los esfuerzos. De esta forma, la carga de falla de la estructura puede ser substancialmente mayor que para concreto sin refuerzo, aunque la resistencia a flexión no se incrementa.
3. El compuesto continúa con un incremento de carga después del agrietamiento de la matriz. La capacidad de carga máxima del compuesto y la correspondiente deformación son significativamente mayores que los de una matriz sin refuerzo. Durante la primera parte del rango inelástico de la respuesta del compuesto, se presenta un proceso de absorción de energía asociado con el desprendimiento y ablandamiento progresivo de la interfaz fibra-matriz. Es claro que este tipo de falla del compuesto es esencialmente el mismo que el del inciso 2, pero con una mayor capacidad de carga y control de crecimiento de grietas.

De este modo, los modelos analíticos pueden ser categorizados como: modelos basados en la teoría de fractura múltiple, modelos de compuesto, modelos de alivio de deformación, modelos de mecanismos de fractura, modelos de mecanismos de interfaz, y modelos micro mecánicos (Gopalaratnam, 1987).

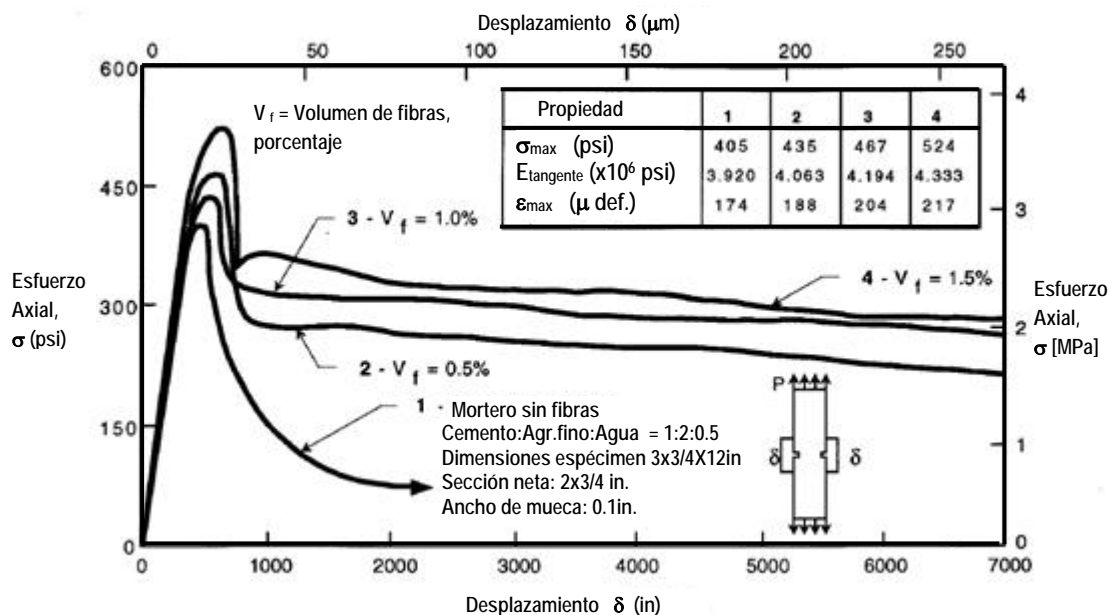


Figura 4.1 – Curvas esfuerzo-deformación obtenidas de pruebas de tensión directa en morteros sin fibras y morteros reforzados con fibras de acero (adaptada de ACI 544.1R, 2002).

Estos modelos han sido muy útiles en el entendimiento de los mecanismos básicos de transferencia de esfuerzos en la interfaz fibra-matriz, y han permitido mostrar que el ablandamiento de la interfaz y el desprendimiento de las fibras juegan un rol importante en la fractura del CRFA. Sin embargo, aún se necesitan importantes esfuerzos de investigación para adaptar dichos modelos para predecir las características de desprendimiento de las fibras inclinadas que son orientadas y ancladas aleatoriamente en la matriz agrietada, tanto en la orientación angular como en la longitud ahogada.

4.2 Consideraciones de diseño

El CRFA, es utilizado normalmente en las aplicaciones que se han descrito en la sección 3.4.4, las cuales excluyen la mayoría las aplicaciones estructurales tradicionales. Sin embargo, el Comité 544 del ACI, considera que estas y algunas otras aplicaciones pueden ser desarrolladas una vez que los ingenieros tomen conciencia de las propiedades benéficas del material y tengan acceso a los procedimientos adecuados de diseño.

Con la evidencia experimental adecuada, el diseñador puede considerar al CRFA como un material con buena capacidad de deformación, mayor resistencia al impacto, absorción de energía, rendimiento ante fatiga, y resistencia a tensión. El incremento en estas propiedades puede ser desde nulo, hasta substancial, dependiendo de la cantidad y tipo de fibras utilizadas. Sin embargo, las propiedades del compuesto, no se incrementan en proporción directa con el volumen de fibras utilizado.

Actualmente, hay una gran cantidad de enfoques para el diseño y dimensionamiento de miembros con CRFA. Estos se basan en métodos de diseño convencionales, generalmente suplementados

con procedimientos especiales para tomar en cuenta la contribución de las fibras. Algunos de estos procedimientos se describen en el reporte ACI 544.4R, (1999).

Generalmente, en miembros estructurales sujetos a flexión, las fibras de acero deben ser utilizadas en conjunto con un diseño apropiado de refuerzo continuo tradicional. Las fibras pueden limitar el agrietamiento y mejorar la resistencia del material al deterioro como resultado de cargas de fatiga, impacto, contracción o cambios térmicos. Un planteamiento conservador pero razonable para elementos estructurales donde ocurren cargas de tensión o de flexión, como en vigas, columnas o losas elevadas, es que las barras de refuerzo deben proporcionarse para resistir la carga de tensión total. Lo anterior se debe a que la variabilidad de la distribución de las fibras puede ser tal, que un bajo contenido de fibras en áreas críticas, conllevaría a una reducción inaceptable de resistencia.

Existen algunas aplicaciones donde las fibras de acero han sido utilizadas en elementos sin barras para tomar las cargas por flexión. En tales casos, la confiabilidad de los miembros debe ser demostrada mediante pruebas a escala real y su fabricación debe emplear estrictos controles de calidad.

Algunos ensayos a escala natural han mostrado incluso, que las fibras de acero son efectivas supliendo o reemplazando los estribos en vigas (Williamson, 1978; Craig, 1983; Sharma, 1986). Por otro lado, pruebas similares han mostrado que el refuerzo con fibras de acero en combinación con barras de refuerzo, pueden incrementar la capacidad de momento de vigas de concreto (Hennager y Doherty, 1976; Henager, 1977).

En lo que refiere a guías sobre el proporcionamiento, mezclado, colocación, acabado y métodos de prueba para la medición de la trabajabilidad del CRFA, se recomienda consultar el reporte ACI 544.3R-99.

4.2.1 Propiedades mecánicas utilizadas para diseño

Las propiedades mecánicas del CRFA dependen del tipo de fibra, relación de aspecto, contenido de fibras, resistencia de la matriz, del tamaño, forma y método de preparación del espécimen, y del tamaño máximo del agregado (TMA). Por esta razón, las mezclas de CRFA que se desean usar en un proyecto particular deben ser probadas, preferentemente en especímenes representativos del uso final de la estructura para verificar las propiedades asumidas en el diseño.

El mecanismo de reforzamiento de las fibras en el concreto, implica la transferencia de esfuerzos de la matriz a la fibra mediante cortante en la entrecara, o bien mediante trabazón entre la fibra y la matriz si es que la fibra cuenta con rugosidad superficial. En ese momento, los esfuerzos son compartidos por la fibra y la matriz en tensión hasta que la matriz se agrieta y, entonces el esfuerzo es progresivamente transferido a las fibras.

Aparte de la matriz cementante misma, las variables más importantes que gobiernan las propiedades del CRFA son la eficiencia de la fibra y el contenido de las mismas expresado como

porcentaje en volumen, peso de las fibras o número total de fibras. La eficiencia de las fibras es controlada por la resistencia de las fibras al desprendimiento, la cual depende a su vez de la adherencia en la interfaz fibra-matriz. Para fibras con sección uniforme, la resistencia al desprendimiento se incrementa con el aumento de la longitud de la fibra.

Dado que la resistencia al desprendimiento de una fibra es proporcional al área de superficie en la entrecara, las fibras de diámetro pequeño y de sección transversal no redonda poseen más resistencia al desprendimiento por unidad de volumen que las fibras de diámetro mayor de sección circular, ya que ellas tienen más área superficial por unidad de volumen. Por lo tanto, entre mayor sea el área de superficie en la entrecara o menor sea el diámetro, la adherencia de la fibra es más efectiva. Para una longitud dada de una fibra, una elevada relación de aspecto se asocia con una mayor eficiencia de las fibras. Basado en lo anterior, se entiende que las fibras deben tener una relación de aspecto alta para asegurar que se alcance su resistencia a tensión durante la falla del compuesto.

Por otro lado, algunas investigaciones han mostrado que el uso de fibras con una relación de aspecto mayor a 100 usualmente causa una inadecuada trabajabilidad de la mezcla de concreto, una distribución de fibras no uniforme, o ambas cuando se utilizan las técnicas convencionales de mezclado. Actualmente, las fibras de uso común tienen una relación de aspecto menor a 100 y la falla del compuesto se debe, por lo tanto, al desprendimiento de la fibra. Sin embargo, se puede incrementar la resistencia al desprendimiento sin afectar la relación de aspecto mediante la deformación de su superficie o mejorando el anclaje de sus extremos. Así, la falla puede involucrar la fractura de algunas fibras, aunque usualmente sigue siendo gobernada por desprendimiento.

A pesar de esto, una ventaja sobre el tipo de falla por desprendimiento, es que esta es gradual y dúctil comparada con una falla más rápida y catastrófica que puede ocurrir si la fibra se rompe en tensión. Generalmente, entre más dúctil es la fibra, la falla del CRFA es más dúctil y gradual.

A continuación se describen las propiedades mecánicas del CRFA y su relación con el tipo y contenido de fibras.

4.2.1.1 Resistencia a compresión

El efecto de las fibras sobre la resistencia a compresión del concreto es variable. Algunos reportes indican efectos prácticamente nulos en la mayoría de los casos, hasta un aumento de 23% para concreto con contenido de 2% en volumen de fibras con relación de aspecto de 100, y TMA de 19 mm (0.75 pulg). Para mezclas de mortero, el incremento varía de prácticamente nulo a muy ligero (Williamson, 1978).

La figura 4.2 muestra algunas curvas de esfuerzo-deformación típicas para CRFA sujeto a compresión axial. Las figuras 4.3 y 4.4 muestran las mismas curvas para mortero reforzado con fibras de acero.

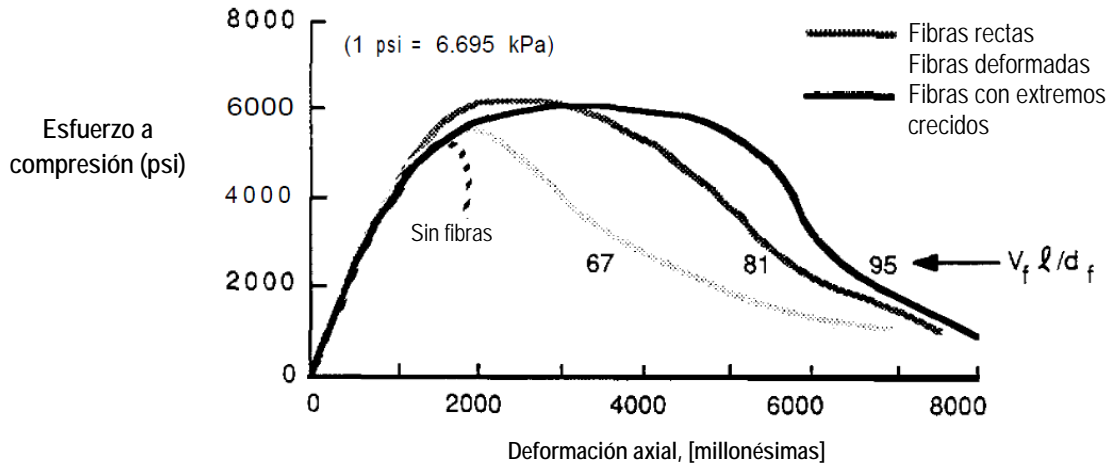


Figura 4.2 – Curvas esfuerzo-deformación de CRFA sujeto a compresión (Adaptada de ACI 544.4R-99).

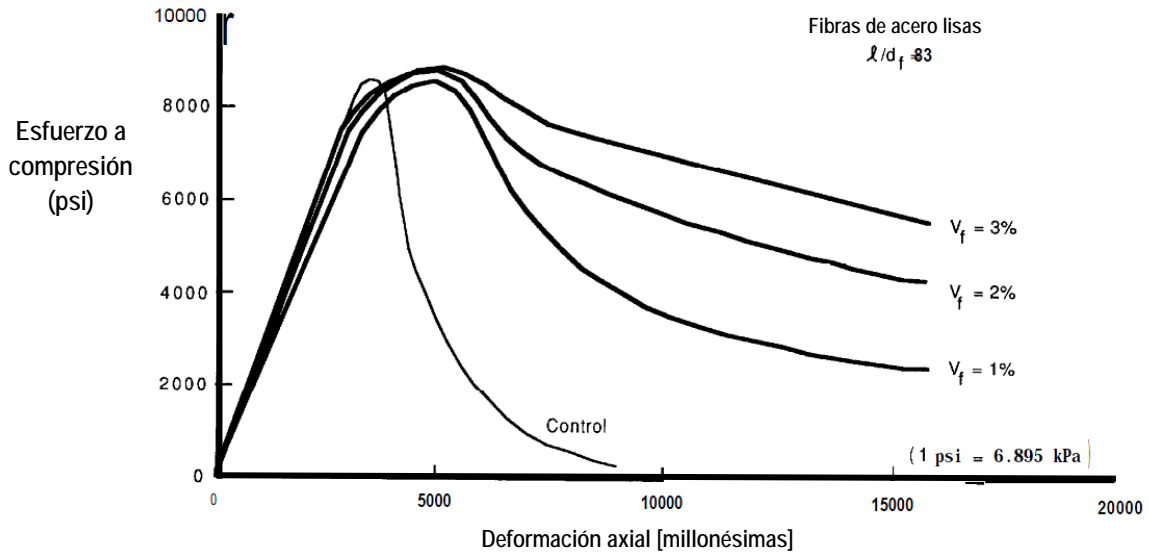


Figura 4.3 – Influencia del volumen de fibras en las curvas esfuerzo-deformación de mortero reforzado con fibras de acero sujeto a compresión (Adaptada de ACI 544.4R-99).

En las figuras 4.2 a 4.4 se puede notar el incremento en la deformación asociada con el esfuerzo máximo, así como la menor pendiente de la porción descendente de la curva esfuerzo deformación en comparación con la de los especímenes de sin fibras. Lo anterior es indicativo de una mayor tenacidad, es decir, la medición de la habilidad de absorber energía durante la deformación, y que se puede estimar a partir del área bajo la curva esfuerzo-deformación o carga-deformación. La tenacidad, proporcionada por las fibras es muy útil para prevenir una falla repentina y explosiva bajo carga estática, y para absorber energía durante cargas dinámicas.

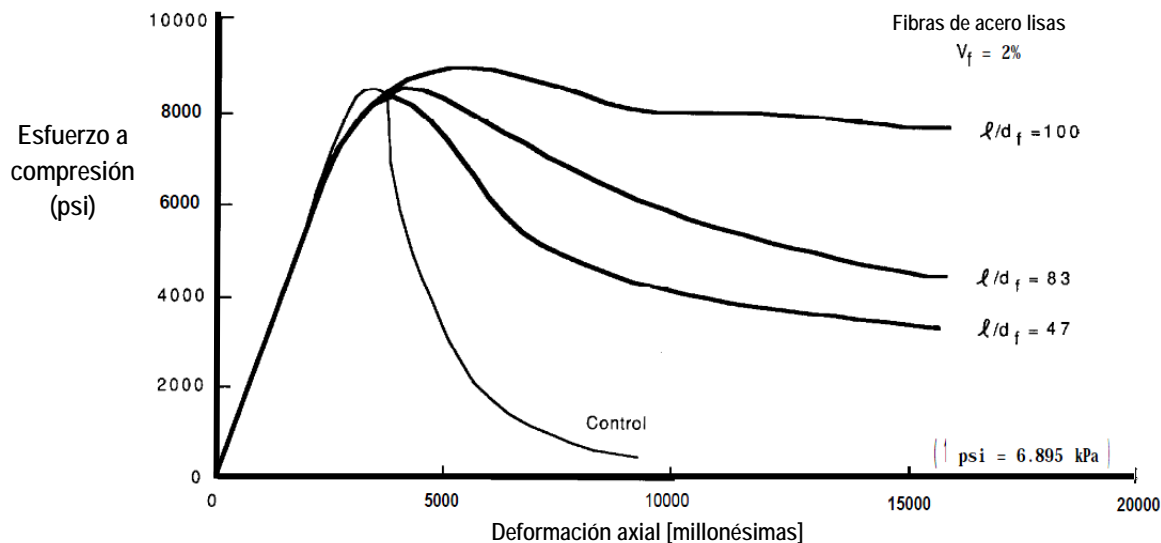


Figura 4.4 -- Influencia de la relación de aspecto en las curvas esfuerzo-deformación de mortero reforzado con fibras de acero sujeto a compresión (Adaptada de ACI 544.4R-99).

4.2.1.2 Resistencia a tensión directa

No existe un método único para determinar la curva esfuerzo-deformación del concreto con fibras en tensión directa. Las curvas obtenidas experimentalmente dependen del tamaño del espécimen, del método de prueba, de la rigidez de la máquina de prueba, de la longitud de los deformímetros, y de si el agrietamiento se presenta a través de la longitud del deformímetro.

Algunos ejemplos de curvas esfuerzo-deformación obtenidas a partir de deformaciones medidas con deformímetros eléctricos en morteros reforzados con fibras de acero, se muestran en la figura 4.5 (Shah y otros, 1978).

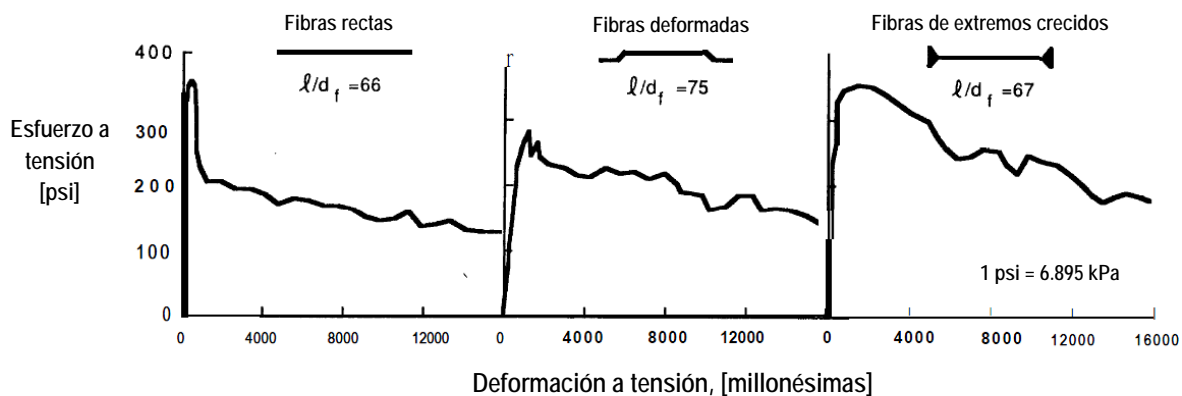


Figura 4.5 – Curvas esfuerzo-deformación en tensión de morteros reforzados con 1.73% en volumen de fibras de acero (Adaptada de Shah, 1978).

En la figura 4.5, la parte descendente de las curvas, depende de los parámetros del refuerzo por fibras, principalmente la forma de la fibra, el contenido de fibras y la relación de aspecto de las mismas.

La resistencia del CRFA a tensión es generalmente del mismo orden que la del concreto sin fibras, es decir, de 300 a 600 psi (2 a 4 MPa). Sin embargo, su tenacidad medida de acuerdo con la norma ASTM C 1018 (1998) puede ser 1 o 2 veces de mayor magnitud. Lo anterior debido a la energía friccionante y de adherencia de la fibra durante su proceso de desprendimiento a ambos lados de la grieta, y a la presencia de un mayor número de fisuras (Figura 4.6) (Visalvanich y Naaman, 1983).

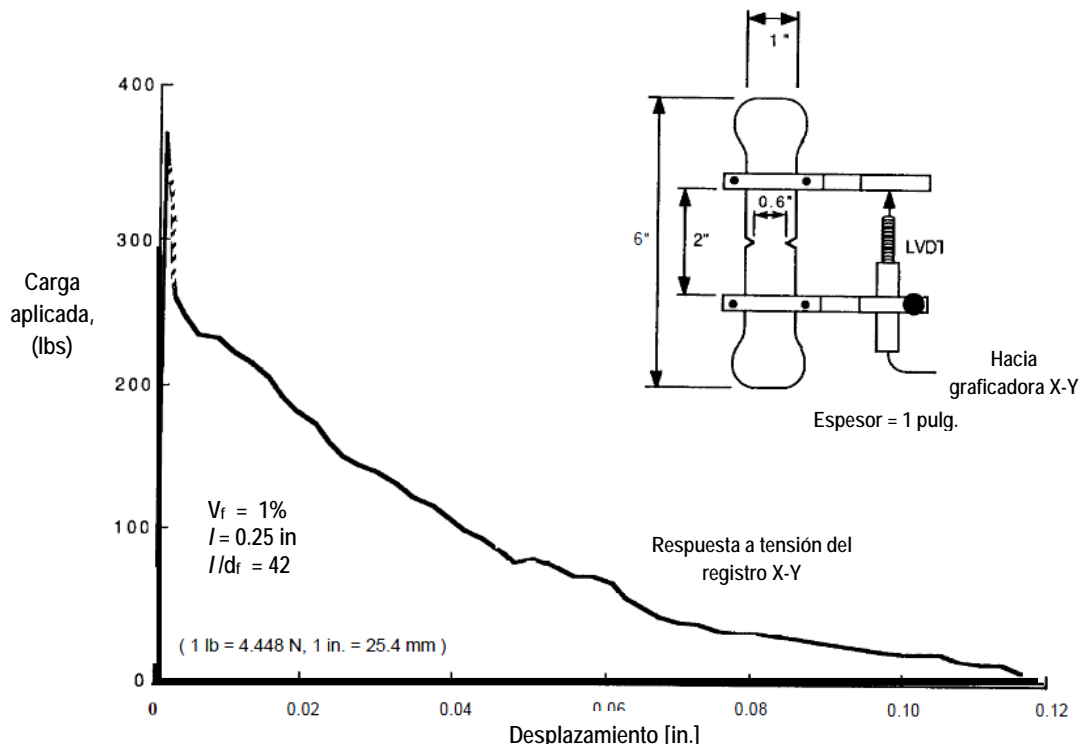


Figura 4.6 – Curva carga-deformación típica en tensión de morteros reforzados con fibras de acero (Adaptada de Visalvanich & Naaman, 1983).

4.2.1.3 Resistencia a flexión

La influencia de las fibras de acero en la resistencia a flexión del concreto y el mortero es mucho mayor que para tensión directa o compresión. Normalmente, se reportan dos valores de resistencia a flexión. El primero, es llamado resistencia a flexión al primer agrietamiento, y corresponde a la carga a partir de la cual la curva carga-deformación deja de ser lineal (Punto A de la figura 4.7). El otro corresponde a la máxima carga soportada y se le denomina resistencia a flexión última o módulo de ruptura (Punto C de la figura 4.7). La resistencia a flexión se calcula a partir de la carga correspondiente utilizando la fórmula para el módulo de ruptura especificada en la norma la ASTM C 78, (2009) aunque la linealidad de esfuerzos y la distribución de

deformaciones sobre la cual está basada dicha fórmula no sea aplicable después de que la matriz se agrieta.

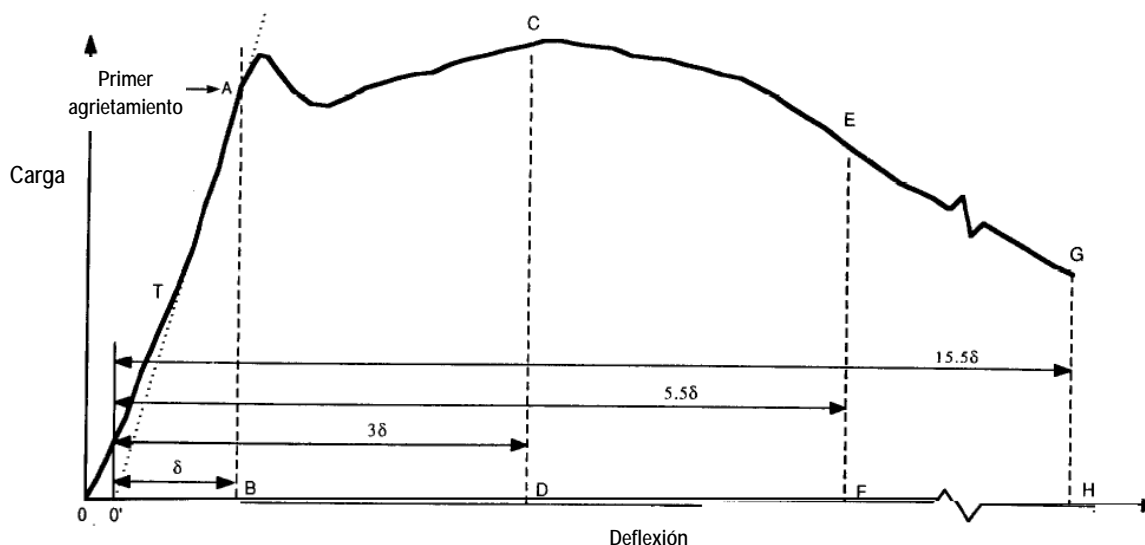


Figura 4.7 – Parámetros característicos de la curva carga-deflexión (Adaptada de ASTM C 1018, 1998)

La figura 4.8 muestra diferentes curvas carga-deflexión obtenidas de la prueba de flexión para diferentes tipos y cantidades de fibras en una misma matriz. En dicha figura se puede observar que, para contenidos altos de fibras, la resistencia a flexión al primer agrietamiento y la resistencia última son notoriamente distintas, mientras que para cantidades menores de fibras, la carga correspondiente al primer agrietamiento puede ser la máxima carga también. La forma de la curva después del agrietamiento inicial, es una consideración importante en el diseño, lo cual se discute en la sección 4.2.1.4.

Los procedimientos para la determinación de las resistencias al primer agrietamiento y la última, están basados en el ensaye de vigas de 4 x 4 x 14 pulg. (100 x 100 x 350 mm) bajo carga puntal a los tercios de su longitud. (ACI 544.2R, 1999; ASTM C 1018, 1998). Otros tamaños y formas de especímenes darían valores diferentes de resistencia dependiendo de la longitud del claro, del ancho y del peralte de la sección transversal, y de la relación entre la longitud de la fibra y la dimensión mínima de la sección transversal del espécimen.

Generalmente, la resistencia última a flexión incrementa en relación con el producto de la concentración en volumen de la fibra v_f y la relación de aspecto l/d_f . Concentraciones menores de 0.5% en volumen de fibras y con relación de aspecto del orden de 50 tienen un efecto casi nulo en las propiedades mecánicas estáticas del CRFA.

Las características de la curva después del agrietamiento dependen de la elección del tipo de fibra y del volumen de fibras utilizado. Así mismo, para CRFA, las resistencias a flexión disminuyen con el aumento en el tamaño máximo y proporción de los agregados gruesos utilizados. En la práctica,

las consideraciones de trabajabilidad asociadas con los equipos y métodos convencionales de colocación, limitan el producto de la concentración en volumen de las fibras y la relación de aspecto $v_f l/d_f$ a un valor de 100 para fibras rectas uniformes.

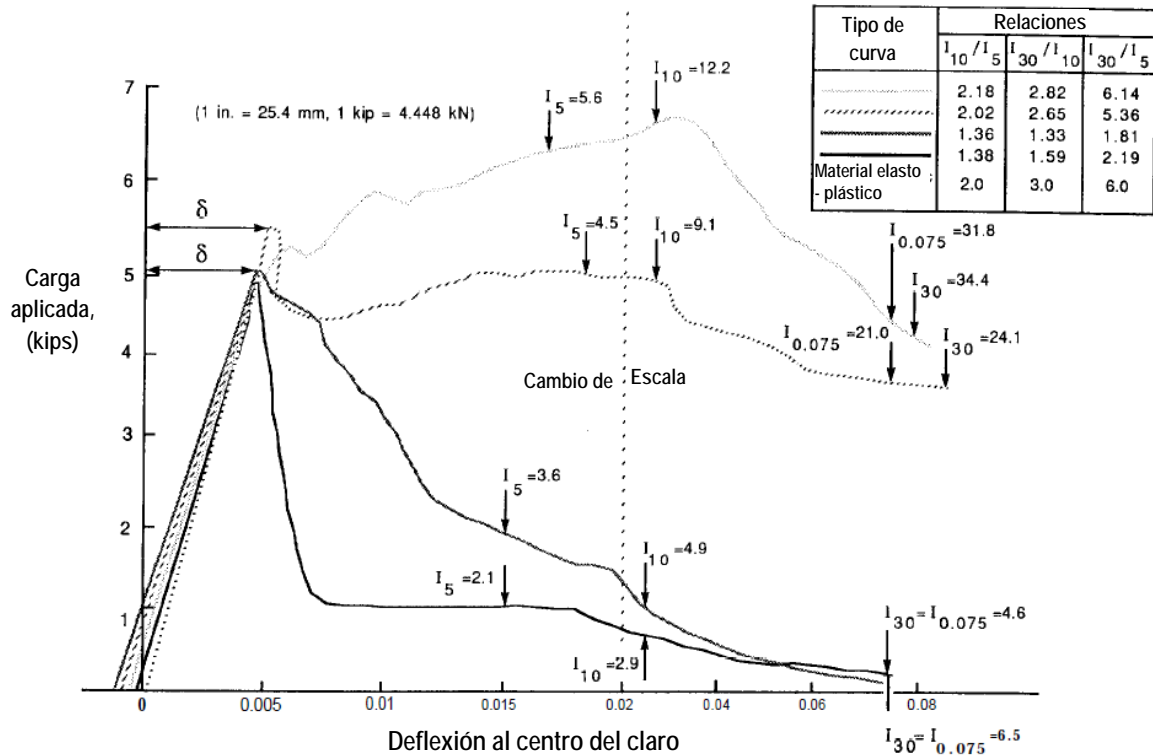


Figura 4.8 – Curvas carga-deflexión para 4 mezclas con diferentes cantidades y tipos de fibras (Adaptada de ASTM C 1018, 1998).

Las fibras con deformaciones, irregularidades de superficie y con anclajes en sus extremos permiten alcanzar resistencias a flexión mayores a las de los concretos reforzados con fibras lisas rectas para la misma concentración de volumen, o permiten valores de resistencia similar con contenidos menores de fibras. El uso de aditivos superplastificantes en los CRFA también puede ayudar a incrementar las resistencias ya que usualmente se reduce la relación agua/cemento de la mezcla sin disminución de su trabajabilidad.

4.2.1.4 Tenacidad a flexión

La tenacidad es una de las características más importante del CRFA. Bajo carga estática, la tenacidad a flexión puede ser definida como el área bajo la curva carga-deflexión en flexión, es decir, la energía total absorbida antes de que se presente la falla del espécimen (ACI 544.1R, 1999). Los índices de tenacidad a flexión para CRFA, pueden ser calculados como la relación entre el área bajo la curva carga-deflexión hasta un punto específico, y el área bajo la curva hasta el primer agrietamiento, como lo indica la ASTM C 1018, (1998). Los índices de tenacidad también se pueden calcular como la relación del área bajo la curva carga-deflexión y áreas parciales de la

misma curva o, incluso, con respecto al área bajo la curva carga-deflexión para la misma matriz sin fibras.

Algunos ejemplos del cálculo de los índices de tenacidad a flexión I_5, I_{10}, I_{30} , se muestran en las figuras 4.8 y 3.6b).

Los índices anteriores pueden ser calculados para cualquier tamaño o forma de espécimen y se obtienen dividiendo el área bajo la curva carga-deflexión, considerada hasta una deflexión que es un múltiplo de la deflexión correspondiente al primer agrietamiento, entre el área bajo la curva carga deflexión determinada hasta la deflexión correspondiente al primer agrietamiento (figura 3.6b). El índice I_5 se obtiene para una deflexión de 3 veces la deflexión del primer agrietamiento. El índice I_{10} se determina a 5.5 veces, y el índice I_{30} a 15.5 veces la deflexión del primer agrietamiento. Por ejemplo, para la segunda curva más alta de la figura 4.8, la deflexión al primer agrietamiento es de 0.014 mm, (0.0055 pulg). El índice I_5 para ese CRFA se obtiene para una deflexión de 0.042 mm, (0.0165 pulg).

Los valores de los índices de tenacidad de la ASTM C 1018 (1998), son los mismos sin importar si la matriz es mortero o concreto. Por lo tanto, los índices reflejan el efecto de tenacidad proporcionado por las fibras, de forma independiente a cualquier otra variable o efecto que pueda ocurrir.

Para concretos con contenido de fibras con anclaje mejorado, como deformaciones superficiales, extremos doblados, anclajes mecánicos en los extremos, o fibras con perturbaciones en toda su longitud, se alcanzan fácilmente los valores de 5.0 para I_5 y de 10 para I_{10} con volúmenes de fibra de 1% o menos. Los valores de dichos índices indican un compuesto con comportamiento plástico posterior al primer agrietamiento, lo cual se aproxima al comportamiento del acero de bajo carbono después de alcanzar su punto de fluencia (curvas de línea discontinua de la figura 4.8). Un menor contenido de fibras o bien, fibras cuya efectividad de adherencia es menor, producen correspondientemente índices de valores menores. (Curvas de línea continua de la figura 4.8).

4.3 Diseño de vigas de concreto reforzado con fibras de acero

El mayor número de aplicaciones del CRFA ha sido en losas, cubiertas para puentes, pavimentos de aeropuertos, áreas de estacionamiento y ambientes sujetos a cavitación/erosión, o bien en proyectos de rehabilitación asociados a los mismos elementos. En lo que respecta al objetivo de este trabajo, se hará énfasis en el diseño de elementos estructurales (viga) ante los elementos mecánicos de flexión y de cortante que se presentan a continuación.

4.3.1 Flexión

- a) Predicción de la resistencia a flexión en vigas con fibras únicamente.

La mayoría de los métodos desarrollados para predecir la resistencia de vigas reforzadas únicamente con fibras de acero utilizan datos empíricos obtenidos de experimentos en laboratorios. Otros métodos utilizan el área de adherencia de la fibra o los principios de las mezclas, más un factor de distribución aleatorio, los esfuerzos de adherencia y los esfuerzos en las

fibras. Las ecuaciones desarrolladas por Swamy y otros (1974) se basan en una derivación teórica con los coeficientes obtenidos de un análisis de regresión de sus resultados experimentales. Aunque el coeficiente de correlación del análisis de regresión de los datos de laboratorio fue de 0.98, las predicciones pueden ser de hasta 50% mayores respecto a mezclas producidas en la práctica.

Las ecuaciones obtenidas por Swamy y otros (1974) son aplicables únicamente a vigas de 100 x 100 x 305 mm (4 x 4 x 12 pulg.) o a pequeñas vigas secundarias con dimensiones del mismo orden. Los autores indican que no se debe intentar extrapolar los resultados a vigas de mayor tamaño, o a volúmenes de fibras fuera del rango de datos usados en el análisis de regresión. La resistencia del compuesto al primer agrietamiento en psi, es:

$$\sigma_{cf} = 0.843 \cdot f_r V_m + 425 V_f l/d_f \quad (4.1)$$

Y la resistencia a flexión última en psi, es:

$$\sigma_{cu} = 0.97 \cdot f_r V_m + 494 V_f l/d_f \quad (4.2)$$

Donde:

- f_r Es el esfuerzo en la matriz o módulo de ruptura del mortero o concreto sin fibras en psi.
- V_m Es la fracción de volumen de la matriz obtenida como $(1 - V_f)$
- V_f Es la fracción de volumen de las fibras $(1 - V_m)$
- l/d_f Es la relación de aspecto (relación entre longitud y diámetro de las fibras).

Estas ecuaciones se correlacionan bien con los resultados obtenidos en laboratorio. Sin embargo, si se utilizan para predecir la resistencia de elementos en el campo, las predicciones pueden ser más altas que los resultados reales hasta en un 50%.

b) Análisis estático a flexión de vigas reforzadas con barras y fibras de acero.

El método desarrollado por Hennager y Doherty (1976) para la predicción de resistencia a flexión de vigas reforzadas con barras y fibras de acero es similar al método de diseño por resistencia última del ACI 318-11. La resistencia a tensión del concreto con fibras calculada se suma a la contribución de las barras de refuerzo para obtener el momento resistente último.

Las suposiciones básicas de diseño realizadas por Hennager y Doherty (1976) se muestran en la figura 4.9 y la ecuación para calcular el momento nominal, M_n de una viga de concreto reforzado con barras y fibras de acero es:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + \sigma_t b (h - e) \left(\frac{h}{2} + \frac{e}{2} - \frac{a}{2} \right) \quad (4.3)$$

Donde:

$$e = [\varepsilon_s(\text{fibras}) + 0.003] \cdot c / 0.003 \quad (4.4)$$

$$\sigma_t = 1.12 \frac{l}{d_f} p_f F_{be} \text{ (psi)} \quad \text{ó} \quad (4.5)$$

$$\sigma_t = 0.00772 \frac{l}{d_f} p_f F_{be} \text{ (MPa)} \quad (4.6)$$

- l Es la longitud de la fibra
- d_f Es el diámetro de las fibras
- p_f Es el porcentaje en volumen de las fibras
- F_{be} Es la eficiencia de adherencia de las fibras la cual varía de 1.0 a 1.2 dependiendo de las características de las fibras
- a Es la profundidad del bloque de esfuerzos rectangular
- b Es el ancho de la viga
- c Es la distancia de la fibra extrema a compresión al eje neutro encontrada igualando las fuerzas internas de tensión y compresión
- d Es la distancia de la fibra extrema a compresión al centroide del refuerzo a tensión
- e Es la distancia de la fibra extrema a compresión a la cima del bloque de esfuerzos a tensión (Figura 4.9)
- ϵ_s Es la deformación del acero a tensión en el momento resistente teórico de la viga; para barras es igual a f_y/E_s ; para las fibras es igual a σ_f/E_s . Este se basa en el esfuerzo de las fibras desarrollado durante el desprendimiento o esfuerzo de adherencia dinámico de 333 psi (2.29 MPa) (Figura 4.9)
- ϵ_c Es la deformación del concreto a compresión
- f'_c Es la resistencia a compresión del concreto
- f_y Es el esfuerzo de fluencia en la barra de refuerzo
- A_s Es el área del refuerzo a tensión
- C Es la fuerza de compresión
- h Es el peralte total del elemento
- σ_t Es el esfuerzo de tensión en el concreto con fibras
- E_s Es el módulo de elasticidad del acero
- T_{fc} Es la fuerza de tensión en el concreto con fibras calculada como: $\sigma_t b (h - e)$
- T_{rb} Es la fuerza de tensión en la barra de refuerzo obtenida como: $A_s f_y$

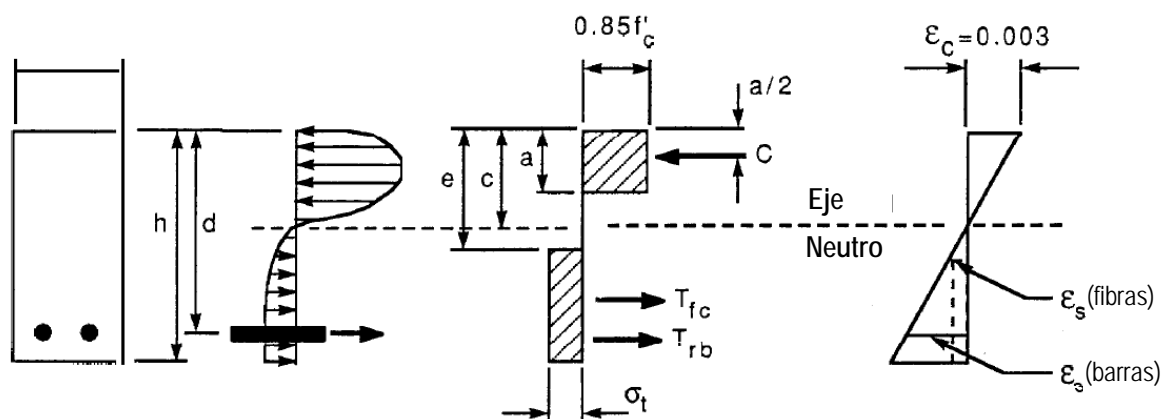


Figura 4.9 – Consideraciones de diseño para el análisis de una viga de concreto reforzada con barras y fibras de acero (Adaptada de Henager y Doherty, 1976)

En el análisis de Henager y Doherty, (1976), la deformación máxima utilizable en la fibra extrema a compresión del concreto fue de 0.003. Sin embargo algunos datos indican que 0.003 es un valor conservador. Los trabajos de Williamson (1973) y Pearlman (1979) indican que el valor de 0.0033 puede ser más realista para concreto con fibras. Swamy y Al-Ta'an (1981) recomiendan 0.0035. Por otro lado, basados en un estudio de articulaciones plásticas Hassoun y Sahebjam (1985), recomiendan una deformación de falla de 0.0035 para concreto con 1.0% de fibras, y una deformación última de 0.004 para CRFA con 1 a 3% de fibras.

Por otro lado, la resistencia al desprendimiento *pullout strenght* de las fibras que se utiliza en el cálculo de la deformación a tensión de las fibras ha sido reportado por Voo y Foster (2003) para fibras con extremos doblados y fibras rectas tanto para matrices de concreto como de mortero. Las resistencias al desprendimiento obtenidas por Voo y Foster, (2003) se calculan en términos de la resistencia a compresión del concreto $f'c$ y se presentan en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 – Resistencia al desprendimiento *pullout resistance* de las fibras de acero (Adaptada de Voo y Foster, 2003)

Tipo de Fibra	Matriz	Resistencia al desprendimiento (<i>pullout resistance</i>)
Fibras rectas	Concreto	$\tau_{f,max} = 0.396\sqrt{f'c} \text{ (MPa)}$ $[4.77\sqrt{f'c} \text{ (psi)}]$
	Mortero	$\tau_{f,max} = 0.33\sqrt{f'c} \text{ (MPa)}$ $[3.97\sqrt{f'c} \text{ (psi)}]$
Fibras con extremos doblados	Concreto	$\tau_{f,max} = 0.825\sqrt{f'c} \text{ (MPa)}$ $[9.94\sqrt{f'c} \text{ (psi)}]$
	Mortero	$\tau_{f,max} = 0.66\sqrt{f'c} \text{ (MPa)}$ $[7.95\sqrt{f'c} \text{ (psi)}]$

Al tomar en cuenta las consideraciones anteriores, surge la pregunta sobre si los factores de carga y de reducción de resistencia utilizados en los reglamentos de diseño, son aplicables al CRFA. Por ello, resulta necesario que se realicen investigaciones adicionales para determinar la confiabilidad de la contribución del concreto a tensión para definir un factor de resistencia ϕ adecuado para el segundo término de la ecuación (4.3), mientras que puede ser razonable mantener el factor de resistencia ϕ igual a 0.9 para el primer término de la ecuación (4.3) que representa la resistencia atribuida a las barras de refuerzo.

Las ecuaciones (4.5) y (4.6) incorporan un factor para el cálculo del esfuerzo de adherencia de las fibras que fue definido a partir de la correlación de resultados experimentales. La selección de

333 psi (2.3 MPa) surgió del análisis de fibras rectas, lisas, redondeadas, y fibras de alta resistencia con longitudes de anclaje de 12 a 32 mm (0.5 pulg a 1.25 pulg) dentro de un rango de resultados que iba de 213 a 583 psi (1.5 a 4 MPa), (Williamson, 1974; Naaman y Shah, 1976). Dicho valor de esfuerzo de adherencia también mostró que no causaría fractura de las fibras utilizadas.

La fractura de fibras en CRFA sometido a flexión ocurre muy raramente cuando se utilizan las proporciones de fibras y las provisiones de anclaje disponibles y relaciones de esbeltez menores o iguales a 100. Con esta premisa, la deformación de las fibras se limita al valor asociado a un esfuerzo de 333 psi, y esta no aumenta por deslizamiento de las fibras o por arrancamiento de las mismas. Esta es la resistencia al arrancamiento que produce la tenacidad característica del CRFA durante la falla.

4.3.2 Cortante

Se tiene registro de un considerable número de datos de laboratorio que indican que las fibras de acero incrementan sustancialmente la capacidad a cortante (tensión diagonal) de vigas de concreto y de mortero. En estos estudios, las fibras muestran tener ventajas potenciales cuando se utilizan como suplemento o reemplazo de estribos verticales o bastones de barras de acero. Estas ventajas son: (1) las fibras están aleatoriamente distribuidas a través del volumen de concreto con un espaciamiento mucho menor del que se puede obtener con barras de refuerzo; (2) la resistencia al primer agrietamiento y la resistencia última a tensión, se incrementan por las fibras; y (3) la resistencia al cortante por fricción también se incrementa.

Por otro lado, se ha evidenciado mediante un buen número de pruebas que la combinación del uso de estribos y fibras de refuerzo puede ser muy efectiva. Sin embargo, aunque el incremento en la capacidad de cortante ha sido cuantificado en diferentes investigaciones, aún no ha sido aprovechado en aplicaciones prácticas.

Batson y otros (1972) utilizaron vigas de mortero de 100 x 150 x 2000 mm (4 x 6 x 78 pulg.), para realizar una serie de pruebas para determinar la efectividad de fibras de acero rectas como refuerzo del alma en vigas con refuerzo convencional para flexión y en base a los parámetros que utilizaron (tamaño de las fibras, tipo y concentración en volumen y relación claro de cortante a peralte efectivo de las vigas a/d) concluyeron que la capacidad a cortante de vigas rectangulares puede ser considerada una función de la relación momento a fuerza cortante, a/d ó M/Vd . El esquema de carga utilizado en las pruebas fue de carga en los tercios de la viga.

En dichas pruebas se encontró que, para una relación claro de cortante a peralte a/d de 4.8, las vigas sin fibras fallaron por cortante y desarrollaron un esfuerzo de cortante a la falla de 277 psi (1.91 MPa). Para un volumen de fibras del 0.88%, el esfuerzo cortante a la falla fue de 310 psi (2.14 MPa) con falla por cortante. Para una concentración de 1.76% de fibras en volumen, el esfuerzo fue de 330 psi (2.28 MPa) y la falla asociada fue por flexión. Finalmente para un volumen de 2.66% se desarrollo un esfuerzo de 352 psi (2.43 MPa) y la falla fue también por flexión. Este último valor representó un incremento de 27% con respecto a vigas sin fibras. Así mismo, el esfuerzo cortante a la falla de vigas con estribos no. 3 a cada 50 mm (2 pulg) de espaciamiento en

los tercios exteriores, alcanzó 315 psi (2.17 MPa). Para estos resultados el cálculo del esfuerzo cortante hecho por Batson y otros (1972) partió de la expresión $v = VQ/Ib$.

Batson y otros (1972) también notaron que conforme el claro de cortante disminuía y el contenido de fibras aumentaba, se consiguieron desarrollar esfuerzos mayores a la falla. Por ejemplo, para una relación a/d de 3.6 y un volumen de 0.88%, el esfuerzo cortante en la falla fue de 444 psi (3.06 MPa) con falla por flexión. Para una a/d de 2.8 y un volumen de 1.76% de fibras el esfuerzo cortante en la falla fue de 550 psi (3.79 MPa) con falla por flexión.

Williamson (1978) trabajó con vigas reforzadas convencionalmente de 305 x 546 x 7010 mm (12 x 21.5 pulg x 23 pies) y encontró que al utilizar un volumen de 1.66% de fibras de acero rectas, en lugar de estribos, la capacidad a cortante de vigas se incrementaba en un 45% con respecto a vigas sin estribos. No obstante las vigas fallaron por cortante; mientras que al utilizar fibras con extremos deformados en 1.1% en volumen, la capacidad a cortante se incrementó de 45 a 67% y las vigas fallaron a flexión.

Basado en estos resultados, Williamson (1978) concluyó que mediante el uso de fibras con extremos deformados, las fibras pueden incrementar la resistencia por cortante de las vigas de concreto, en forma suficiente para prevenir la falla catastrófica por tensión diagonal y cambiando el modo de falla a uno dominado por flexión. En su reporte, Williamson hace un análisis que muestra que las fibras de acero pueden representar una alternativa económica ante el uso de estribos en diseño de concreto reforzado.

Alternativamente, algunas pruebas en el *New Jersey Institute of Technology* (Craig, 1983) sobre CRFA con extremos ondulados mostraron un incremento en la capacidad por cortante de hasta más de 100%.

Las vigas ensayadas por Craig (1983) eran de escala natural, tenían sección transversal de 150 x 300 mm (6 x 12 pulg), y se empleo 1.0 y 1.5%. El incremento en la capacidad de vigas con relación a/d de 1.5 fue de 130 y 140% para los volúmenes de fibra de 1.0 y 1.5%, respectivamente. De manera similar el incremento fue de 108% para vigas con a/d de 3.0 y un volumen de fibras de 1.0%.

De este trabajo se concluyó que la combinación de estribos con fibras permite un agrietamiento lento y controlado, así como una mejor distribución de las grietas por tensión y una penetración reducida de grietas por cortante en la zona de compresión.

También se observó que, en los casos en los que las fibras con extremos ondulados fueron el único refuerzo por cortante, se presentó una disminución del agrietamiento por tensión diagonal en las vigas.

La figura 4.10 muestra los resultados reportados por Craig (1983) en comparación con los de otros estudios.

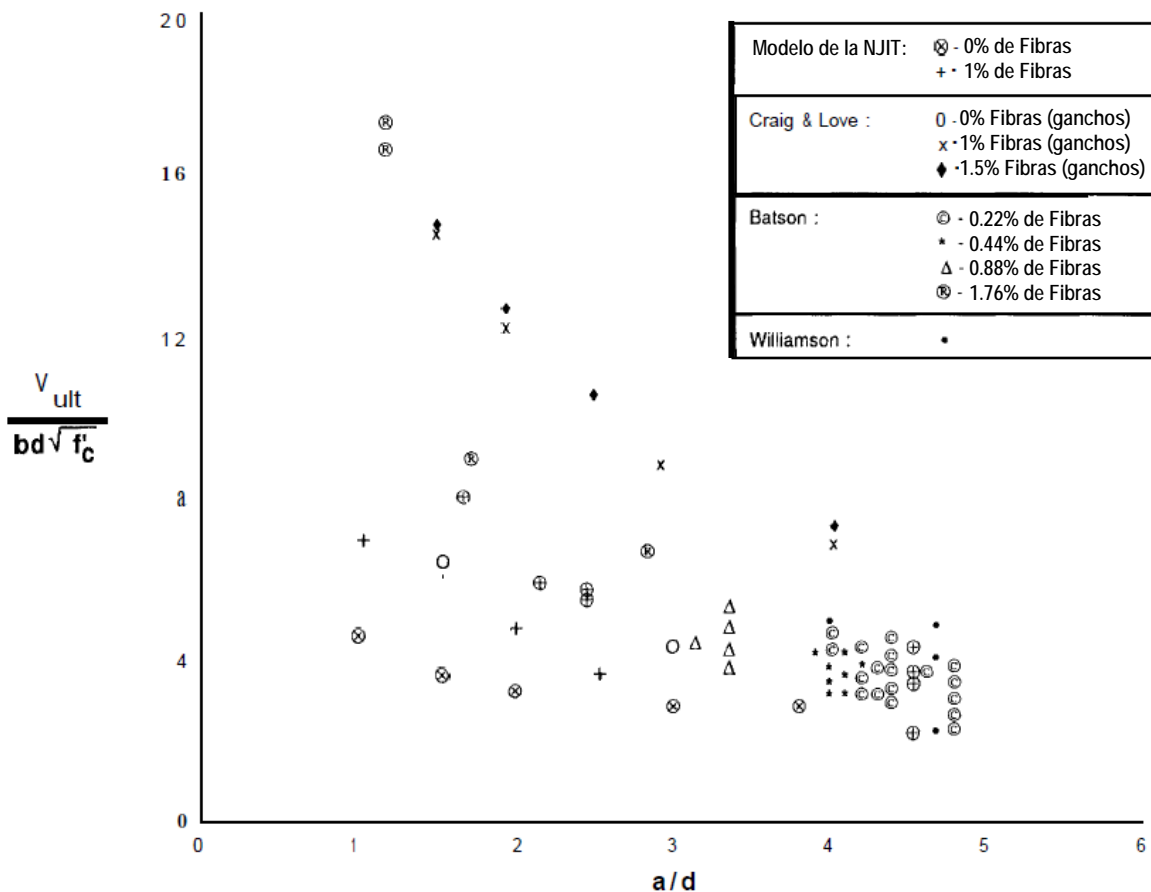


Figura 4.10 – Comportamiento de vigas de CRFA ante fuerza cortante (Adaptada de ACI 544.4R, 1999)

Como se mencionó en el capítulo 2 de este trabajo, en la sección 11.4.6.1 del ACI 318-11 permite omitir la colocación de refuerzo mínimo por cortante en forma de estribos o aros, para los casos en que V_w , no exceda de:

$$\phi 2 \sqrt{f'_c} b_w d \text{ (psi), } \quad \left[\phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \right] \text{ [kgf/cm}^2 \text{]}$$

Y se trate además de vigas de peralte h menor a 609 mm (24 pulg.), elaboradas con concreto reforzado con fibras de acero de peso normal con f'_c menor de 420 kgf/cm² (6000 psi).

Con dicha disposición se acepta formalmente en dicho reglamento que las fibras incrementan la capacidad a cortante mediante la aportación de resistencia a tensión diagonal después del agrietamiento, además de mejorar la distribución de las grietas, reducir la anchura de estas (efecto similar al de la inclusión de estribos), e incrementar, consecuentemente, la resistencia a cortante por medio de la trabazón de agregados.

La habilidad de las fibras para mejorar el comportamiento ante cortante de miembros de concreto reforzados por flexión fue recientemente evaluada por el Subcomité ACI 318-F sobre nuevos

materiales, productos e ideas. El estudio evaluó el uso de fibras de acero deformadas como refuerzo mínimo por cortante en vigas sujetas a fuerzas cortantes dentro del rango de $\sqrt{f'c}b_wd$ a $2\sqrt{f'c}b_wd$ (psi); $\left[0.085\sqrt{f'c}b_wd\right]$ a $\left[0.17\sqrt{f'c}b_wd\right]$ [MPa] el cual corresponde típicamente a $0.5V_c$ y V_c , respectivamente. Estos límites definen el rango para el cual el ACI 318-11, establece la necesidad de proporcionar un refuerzo mínimo transversal, aún cuando la resistencia nominal a cortante atribuida al concreto no se exceda. Así, los resultados de diferentes investigaciones se recopilaron en una base de datos sobre el uso de fibras deformadas de acero como refuerzo mínimo por cortante en lugar de estribos o aros (Parra-Montesinos, 2006). La información de dicha base de datos se adapta y se resume en el Apéndice B de este trabajo.

La base de datos contiene resultados de 147 vigas reforzadas con fibras de acero y 45 vigas sin fibras. Aunque los datos presentados indican claramente que el uso de fibras mejora la resistencia a cortante en miembros a flexión, estos se limitan a vigas sin refuerzo por cortante.

Los parámetros que se consideraron en los diferentes estudios incluidos en la base de datos son:

- Peralte efectivo: $180 \text{ mm (7 in)} \leq d \leq 570 \text{ mm (22.5 in)}$;
- Relación claro de cortante a peralte efectivo a/d : $1.0 \leq a/d \leq 6.0$;
- Resistencia de concreto a compresión $f'c$: $17.8 \text{ MPa (2.6 ksi)} \leq f'c \leq 103.8 \text{ MPa (15.1 ksi)}$;
- Volumen porcentual de fibras V_f : $0.25\% \leq V_f \leq 2.0\%$; es decir $(19.5 \text{ kg/m}^3) [33 \text{ lb/yd}^3] \leq V_f \leq (156 \text{ kg/m}^3) [263 \text{ lb/yd}^3]$
- Tipo de fibra de acero: Fibras con anclajes en los extremos o fibras deformadas (onduladas), o bien una combinación de ambas. En la mayoría de los casos la resistencia a tensión de un cable de fibra fue de entre 1000 y 1240 MPa (145 y 180 ksi);
- Relación de aspecto L_f/d_f : $50 \leq L_f/d_f \leq 100$; y
- Porcentaje de refuerzo longitudinal a tensión ρ : $0.37\% \leq \rho \leq 4.58\%$.

De las 147 vigas reforzadas con fibras de acero incluidas en la base de datos, 102 vigas se pueden considerar como esbeltas fallando a flexión ($a/d \geq 2.8$) y 78 de ellas fallaron en cortante mientras que 40 de 45 vigas peraltadas ($a/d \leq 2.8$) de la base de datos fallaron en cortante. Todas las vigas sin fibras reportadas, fallaron a cortante independientemente de la relación a/d .

Para todas las vigas de la base de datos que exhibieron una falla por cortante, el esfuerzo cortante promedio a la falla (normalizado con respecto a $\sqrt{f'c}$) se grafica contra la relación a/d en la figura 4.11.

A pesar de la tendencia a disminuir la resistencia a cortante con el incremento de la relación a/d , se debe notar que el uso de fibras en fracciones de volumen menor o igual a 0.5%, no producen esfuerzos cortantes a la falla substancialmente mayores a $2\sqrt{f'c}b_wd$ (psi) $\left[0.17\sqrt{f'c}b_wd\right]$ [MPa].

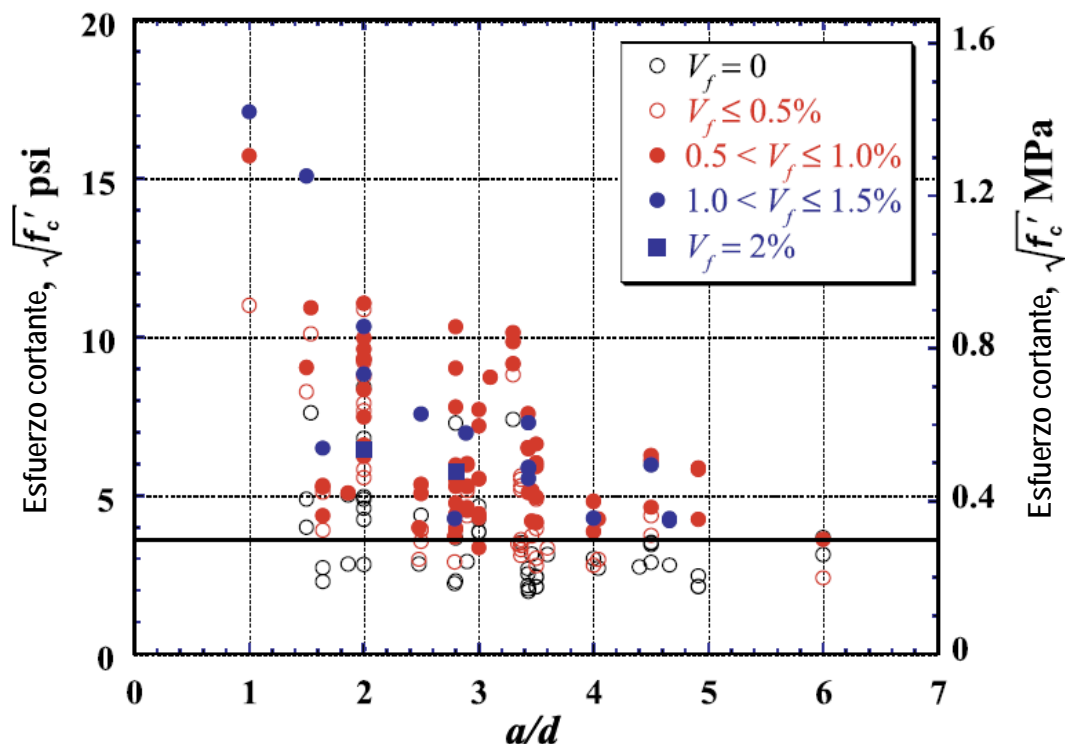


Figura 4.11 – Relación del esfuerzo cortante a la falla con la relación a/d (Adaptada de Parra-Montesinos, 2006)

Una de las observaciones más importantes del análisis de la base de datos, se refiere a que todas las vigas reforzadas con fibras fallaron a esfuerzos mayores que $2\sqrt{f'_c}$ (psi); $[0.17\sqrt{f'_c}]$ [MPa], lo cual puede considerarse como prueba suficientemente fuerte para respaldar el uso de fibras deformadas de acero en volúmenes mayores a 0.7% como refuerzo mínimo por cortante cuando $V_u \leq 2\sqrt{f'_c}b_wd$ (psi) ó $[0.17\sqrt{f'_c}b_wd]$ [MPa]. Sin embargo, dada la naturaleza frágil de las fallas por cortante y de sus potencialmente drásticas consecuencias, el ACI 318-11 especifica un límite muy bajo de capacidad por cortante de vigas reforzadas con fibras de acero, sin tomar en cuenta la relación a/d . En la figura 4.11 se indica con línea continua horizontal, el límite inferior de $3.5\sqrt{f'_c}$ (psi); $[0.3\sqrt{f'_c}]$ [MPa] considerado como adecuado para propósitos de evaluar la efectividad del uso de fibras de acero deformadas como refuerzo mínimo por cortante. El estudio mostró que independientemente de la resistencia a compresión del concreto, el peralte efectivo de la viga o la relación a/d , las vigas con volúmenes de fibras mayores a 0.75%, desarrollaron un esfuerzo cortante a la falla mayor que el límite indicado en la Figura 4.11, mediante línea gruesa.

Con base en lo anterior, el Subcomité ACI 318-F, propuso el criterio de desempeño del CRFA a partir de ensayos a flexión tal como se describió en el capítulo 2 de este trabajo.

Por otro lado, Sharma (1986) ensayó siete vigas con refuerzo mediante fibras de acero, de las cuales cuatro también contenían estribos. Las fibras tenían extremos deformados. Basado en sus

resultados y los de Batson (1972), Williamson y Knab (1975), Sharma propuso la siguiente expresión para predecir el esfuerzo cortante promedio v_{cf} en vigas de CRFA.

$$v_{cf} = \frac{2}{3} f'_t \left(\frac{d}{a} \right)^{0.25} \quad (4.7)$$

Donde:

f'_t Es la resistencia a tensión del concreto obtenida de resultados de pruebas de tensión indirecta de cilindros de 150 x 300 mm (6 x 12 pulg.)

d/a Es la relación peralte a claro de cortante efectiva.

En la expresión (4.7), la influencia de diferentes tipos de fibras y sus cantidades es considerada mediante el parámetro f'_t . La metodología de diseño propuesta para cortante, sigue el método establecido en el ACI 318-11 para calcular la contribución de los estribos a la capacidad a cortante, a la cual se suma la fuerza resistida por el concreto calculada a partir del esfuerzo cortante dado por la ecuación (4.7).

De manera general, se puede concluir que los procedimientos de diseño de elementos de CRFA propuestos por diferentes autores atienden a los principios de diseño de elementos de concreto convencional, tomando en cuenta el mejoramiento de las propiedades del CRFA a compresión, tensión, cortante y flexión.

Los resultados presentados en el reporte ACI 544.4R (1999) y por Parra (2006) que se resumieron en esta sección muestran el potencial del CRFA para emplearse en diferentes aplicaciones, incluyendo elementos estructurales sujetos a fuerza cortante de tal forma que justifica el desarrollo de programas de investigación que permitan respaldar con evidencia experimental el comportamiento de este material compuesto, además de obtener un número suficiente y consistente de resultados que permitan su análisis y su incorporación en los manuales de diseño de nuestro país, y que el CRFA se utilice como alternativa económica, técnica o constructiva para las diferentes aplicaciones del concreto como material de construcción.

Capítulo 5

PROGRAMA EXPERIMENTAL PROPUESTO

CAPÍTULO 5 PROGRAMA EXPERIMENTAL PROPUESTO

5.1 Introducción

Actualmente existe una extensa bibliografía referente al uso de fibras de acero como material de refuerzo en elementos de concreto. Sin embargo es evidente la necesidad de programas de investigación que exploren el alcance real de este tipo de refuerzo para elementos estructurales ya que, por las características de estos compuestos su aplicación ha sido limitada a elementos de características distintas. Además, se debe recordar que el problema de cortante es un fenómeno complejo que involucra varios factores y resulta de gran importancia que la comunidad ingenieril contemple el uso de alternativas de refuerzo que permitan que los elementos estructurales sujetos a dicho tipo de fuerza, tengan un comportamiento dúctil y que lo anterior se refleje en un diseño más seguro para los usuarios, más económico y de mayor facilidad constructiva comparado con sistemas de refuerzo convencionales.

A pesar de que el uso de fibras de acero en elementos de concreto es conocido desde hace varias décadas, la utilización de este compuesto aún se ve limitado para ciertas aplicaciones. Aunque la utilización de CRFA parece sencilla e involucra la maximización de la dosis de fibras y la minimización del uso de barras de acero, se debe mantener un nivel aceptable en términos de propiedades mecánicas, físicas y características constructivas. De lo expuesto en los capítulos anteriores, se puede concluir que las investigaciones realizadas hasta el momento, no han sido adecuadamente difundidas, y además no generan la confiabilidad requerida para su incorporación generalizada en códigos y reglamentos de diseño.

El objetivo principal de esta propuesta experimental es estudiar la efectividad de fibras de acero como refuerzo por cortante en vigas peraltadas. Así mismo, se busca estudiar la capacidad del CRFA para mejorar la ductilidad y tenacidad de las vigas. De esta manera, sería posible reducir la cantidad de refuerzo requerido en zonas de alta congestión, simplificando el procedimiento constructivo y al mismo tiempo, aumentar la ductilidad del elemento de concreto controlando la anchura de grietas en el mismo.

Los objetivos específicos del programa experimental son los siguientes:

- Estudiar la influencia de fibras de acero en dosificaciones de 1 y 2% en volumen en las propiedades mecánicas del concreto, principalmente su resistencia a cortante, tenacidad y ductilidad.
- Estudiar si el CRFA sin otro tipo de refuerzo por cortante, incrementa su capacidad considerablemente, respecto al concreto reforzado convencionalmente mediante barras de acero en forma de estribos en vigas peraltadas.
- Establecer si los resultados obtenidos del ensaye de los especímenes generan la confiabilidad necesaria para contemplarlos como una alternativa segura en vigas peraltadas, o si se requieren de consideraciones especiales para su empleo.

Para cumplir con los objetivos anteriores, se propone llevar a cabo un programa de pruebas en laboratorio que compruebe la efectividad del uso de fibras de acero como refuerzo por cortante en elementos de concreto reforzado mediante el ensaye de vigas peraltadas de escala natural que sean sometidas a cargas monotónicas crecientes hasta la falla. Dichos elementos estructurales fueron elegidos porque su diseño se rige principalmente por fuerza cortante.

5.2 Descripción de los especímenes

Los especímenes consistirán en vigas de concreto reforzado de 35 cm de anchura y 120 cm de peralte total (figura 5.1). Las vigas fueron diseñadas como vigas simplemente apoyadas con dos cargas concentradas en el claro y con distancia entre ejes de apoyos de 360 cm. Las placas de aplicación de carga y apoyo se consideran de 40 cm de anchura. La relación de claro de cortante a peralte total (a/d) es de 1.17, lo que permite clasificarlas como vigas peraltadas, de acuerdo a la sección 10.7 y 11.7 de los Requisitos de Reglamento de Construcción para Concreto Estructural (ACI 318-11).

Este tipo de elementos estructurales es relativamente común en edificaciones de mediana y gran altura y puede presentarse en estructuras de infraestructura de transporte. Es importante aclarar que los especímenes propuestos no cumplen con los requisitos de *viga diafragma* de la sección 2.2.5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RCDF, (2004).

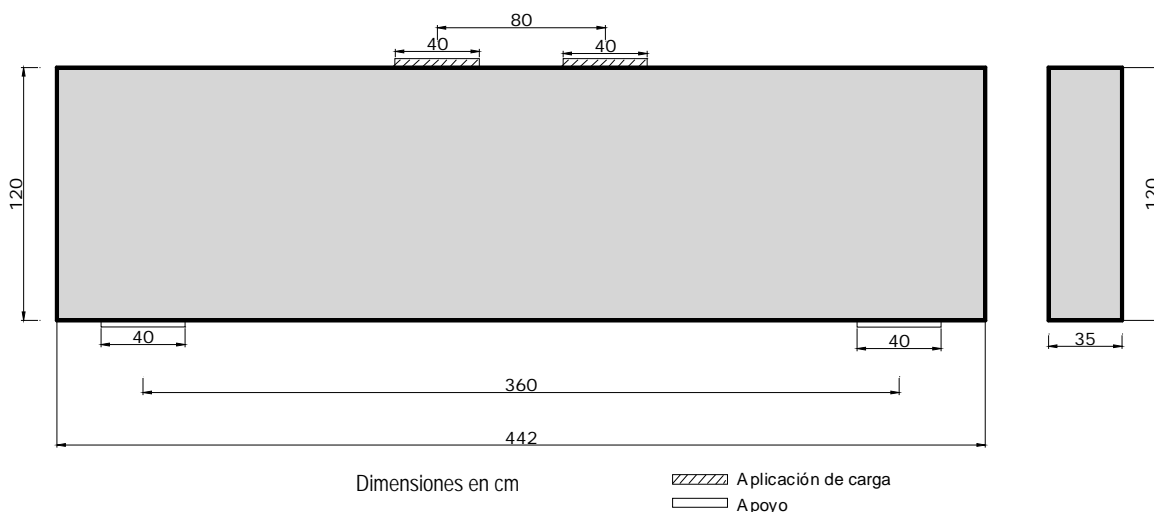


Figura 5.1 – Geometría y dimensiones de los especímenes

Las vigas se diseñaron de acuerdo con el Apéndice A del ACI 318-11. Sin embargo, se hicieron revisiones del diseño de acuerdo con las NTC-C del RCDF (2004). Para el diseño se consideró un concreto con resistencia a la compresión de 300 kgf/cm² y refuerzo tanto longitudinal como transversal con esfuerzo especificado de fluencia de 4 200 kgf/cm².

Con el fin de identificar el efecto de las fibras de acero como refuerzo, el programa experimental contemplará la construcción y ensaye cuatro vigas a escala natural con diferentes configuraciones de refuerzo. La primera viga, destinada a usarse como espécimen de control, consistirá en un

elemento sin refuerzo por cortante (E1-C). El segundo espécimen tendrá refuerzo por cortante en forma de estribos (E2-E) diseñado con el MPT. Las dos vigas restantes serán elaboradas con CRFA en dosificaciones propuestas de 1 y 2% en volumen para determinar el incremento de la capacidad a cortante en el rango típico de uso de fibras.

Todos los especímenes consistirán de la misma geometría y estarán sujetos a la misma condición de carga. Las características generales de los especímenes se presentan en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 – Características de los especímenes a ensayar

Especímen	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal	Porcentaje en volumen de fibras
E1-C	barras de acero	no	0%
E2-E	barras de acero	estribos	0%
E3-F1	barras de acero	no	1%
E3-F2	barras de acero	no	2%

5.3 Materiales

Las vigas se construirán en el Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) con concreto suministrado por una premezcladora con una resistencia nominal a la compresión de 300 kgf/cm² elaborado con cemento portland ordinario (CPO) y agregado andesítico con TMA de 3/8 pulg (9.5 mm). El concreto cumplirá con las recomendaciones del ACI 544.3R (1998) sobre especificación y proporcionamiento de mezclas de CRFA.

La relación agua/cemento (a/c) será de 0.44 para todos los especímenes. La dosificación de materiales para el concreto de los especímenes se presenta en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 – Dosificación de mezclas de concreto de prueba para los especímenes

Especímen	a/c	Agua kg/m ³	CPO kg/m ³	Fibras kg/m ³	aire incluido	Agr. fino kg/m ³	Agr. grueso kg/m ³
E1-C	0.44	229.7	522	-	4%	635.1	750
E2-E	0.44	229.7	522	-	4%	635.1	750
E3-F1	0.44	229.7	522	78	4%	659.1	700
E3-F2	0.44	229.7	522	156	4%	635.1	700

En lo que se refiere a las fibras de acero, se propone utilizar las fibras denominadas como Dramix[®] RC-80/60-BN fabricadas por BEKAERT.

La Dramix[®] RC-80/60-BN es una fibra de alambre estirado en frío con extremos conformados y encolado en peines elaborada con acero normal de bajo carbono que tiene una longitud de 60 mm y un diámetro de 0.75 mm. Su relación de esbeltez es de 80 de acuerdo con las especificaciones del fabricante.

Esta es una fibra normalmente utilizada para aplicaciones de concreto lanzado que cumple con la normatividad ASTM A820 (2011), y que su relación de aspecto la hace la más apropiada para aplicaciones estructurales.

La figura 5.2 muestra una imagen de la fibra recomendada con deformación en sus extremos.

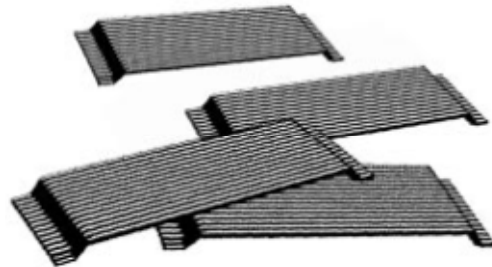


Figura 5.2 – Geometría de la fibra RC-80/60 recomendada para los ensayos

El acero empleado en el armado de los modelos consistirá de barras corrugadas con esfuerzo nominal de fluencia de $4\ 200\ \text{kgf/cm}^2$. El refuerzo por flexión se proveerá mediante barras no. 8, mientras que el refuerzo transversal y lateral de los especímenes que lo requieran será mediante barras no. 3.

5.4 Diseño de especímenes sin CRFA

El refuerzo transversal provisto para el espécimen E2-E, se calculó de acuerdo con la metodología de diseño propuesta en el apéndice A de los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-11). Adicionalmente se contemplaron las disposiciones de anclaje de las barras de refuerzo longitudinal siguiendo las recomendaciones del ACI 318-11, tomando en cuenta que sus requisitos son muy comúnmente utilizados en la práctica de la construcción en México.

Para el diseño de los especímenes se emplearon los valores nominales de los materiales. Sin embargo, con el fin de calcular la resistencia de las vigas se deben utilizar las propiedades mecánicas obtenidas de los ensayos de los materiales y las dimensiones reales de los especímenes una vez fabricados.

Todos los especímenes del programa experimental se diseñaron bajo dos cargas concentradas aplicadas en la parte superior de la viga, actuando hacia abajo y ubicadas en el claro con una separación de 80 cm. Para el diseño se supuso que cada carga puntual, P tenía una magnitud de 97 Ton.

Las cargas máximas de diseño están limitadas por la capacidad del marco de carga disponible en el CENAPRED.

Para el diseño de los especímenes mediante el Apéndice A del ACI 318-11, el diseño de los puntales, tensores y zonas nodales de un MPT se basa en establecer un límite inferior de resistencia de los elementos a partir de la expresión (2.37).

$$\phi F_n \geq F_u \quad (2.37)$$

Considerando un concreto con resistencia a la compresión especificada de 300 kgf/cm²; la resistencia efectiva a la compresión del concreto para los puntales será:

$$f_{ce} = 0.85\beta_s f'_c \quad (2.39)$$

El valor de β_s y de la resistencia efectiva a la compresión se presenta en la tabla 5.3 de acuerdo con el tipo de puntal de que se trate.

Tabla 5.3 — Resistencia efectiva a la compresión del concreto para cada tipo de puntal.

Caso	β_s	f_{ce} (kgf/cm ²)
Puntal de sección transversal uniforme a lo largo de su longitud	1.0	255.0
Para puntales con forma de botella con refuerzo que cumpla con la sección A.3.3	0.75	191.3
Para puntales con forma de botella sin refuerzo que cumpla con la sección A.3.3	0.6 λ^*	153 λ^*
Para puntales en elementos sometidos a tensión o alas en tensión de los elementos	0.4	102.0
Para todos los demás casos	0.6 λ^*	153 λ^*

* λ está definido en la sección 8.6.1 del ACI 318-11 y es igual a 1.0 para concreto de peso normal

De la misma forma, para el diseño de de nodos, la resistencia efectiva será:

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f'_c; \quad (2.46)$$

Los valores de β_n y de la resistencia efectiva a compresión se presentan en la tabla 5.4 de acuerdo con el tipo de nodo de que se trate.

Tabla 5.4 – Resistencia efectiva a la compresión del concreto para cada tipo de nodo.

Caso	β_n	f_{ce} (kg/cm ²)
En zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas (nodos CCC)	1.0	255
En zonas nodales que anclan un tensor (nodos CCT)	0.80	204
En zonas nodales que anclan dos o más tensores (nodos CTT)	0.6	153

Para el diseño de los especímenes mediante el Apéndice A del ACI 318-11 se eligieron dos MPT. El MPT más simple asume que las cargas aplicadas se transmiten directamente a los apoyos por medio de puntales inclinados que se extienden de las placas de aplicación de carga a las de apoyo.

Con base en este modelo (MPT 1), se calcularon las fuerzas en los elementos de la armadura, se propusieron las áreas de acero requeridas para los tensores y se revisaron los esfuerzos en el concreto tanto en las placas de apoyo y los puntos de aplicación de carga, como en los puntales y en las zonas nodales. Este MPT se presenta en la figura 5.3.

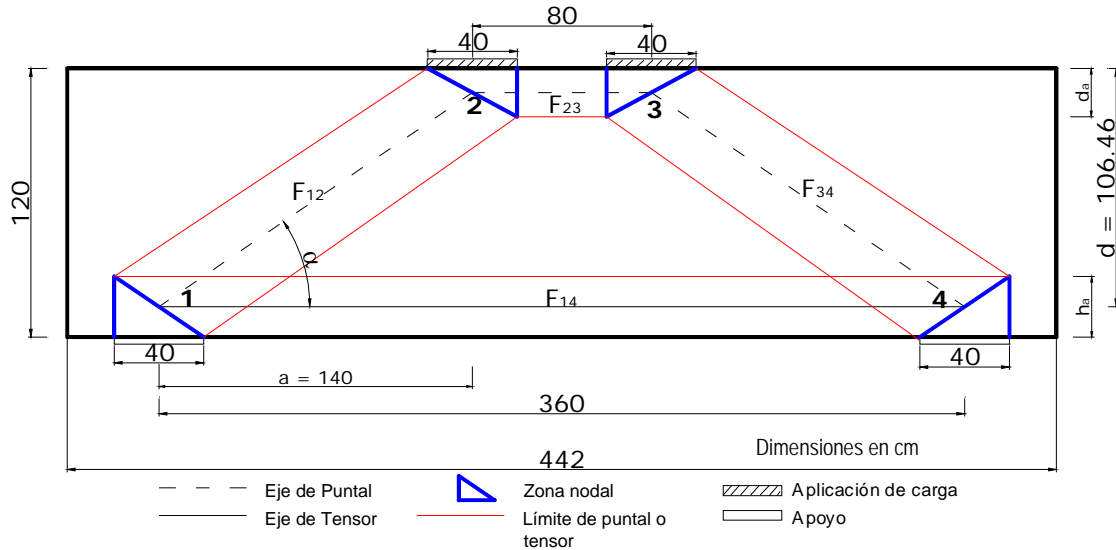


Figura 5.3 – Modelo de puntales y tensores (MPT 1) elegido para el diseño del espécimen E2-E.

La figura 5.4 presenta un segundo MPT que incluye un tensor vertical en el claro de cortante (MPT 2), con el objetivo de presentar un diseño comparativo de los especímenes entre ambos modelos. El Apéndice A de este trabajo presenta las memorias de cálculo detalladas del diseño de los especímenes usando tanto el ACI 318-11 como las NTC-C del RCDF 2004 para establecer comparativamente las solicitaciones de refuerzo del elemento.

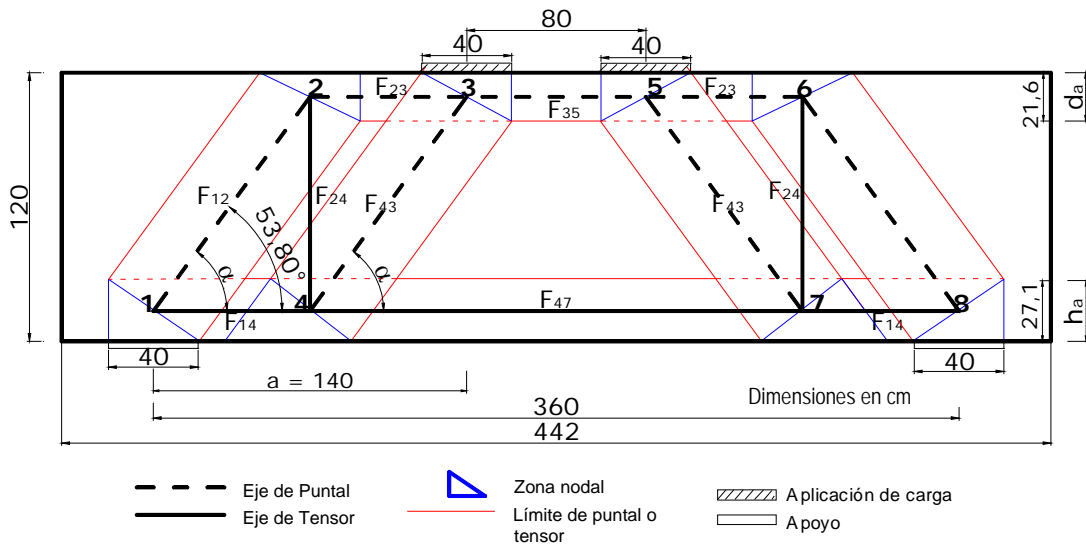


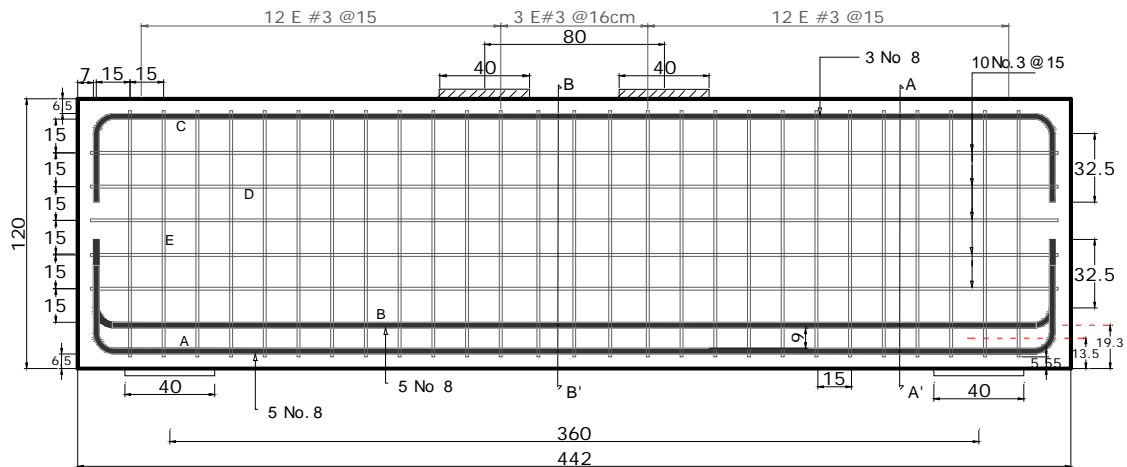
Figura 5.4 – Modelo de puntales y tensores (MPT 2) alternativo para el diseño del espécimen E2-E.

En el diseño de los especímenes incluido en el Apéndice A de este trabajo se satisfacen también los requisitos de acero mínimo y refuerzo longitudinal en las caras laterales para vigas peraltadas. Para el cálculo de las longitudes de desarrollo y anclajes del refuerzo se emplearon las expresiones del ACI 318-11 y de las NTC-C del RCDF (2004).

5.5 Refuerzo de los especímenes de prueba

El refuerzo longitudinal de todos los especímenes consistirá, en 10 barras no. 8, extendidas en toda su longitud. Dichas barras serán ancladas con ganchos a 90° en sus extremos. La longitud de desarrollo de ganchos estándar en tensión de acuerdo con el ACI 318-11, fue de 32.5 cm, misma que considera una reducción al 70% por la presencia de un recubrimiento del refuerzo adecuado.

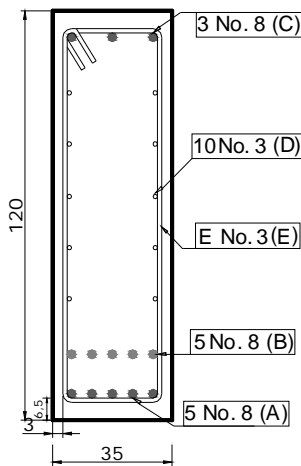
El espécimen E2-E cuyo refuerzo por cortante se proveerá convencionalmente mediante barras de acero en forma de estribos no. 3 con una separación de 15 cm, se presenta en la figura 5.5.



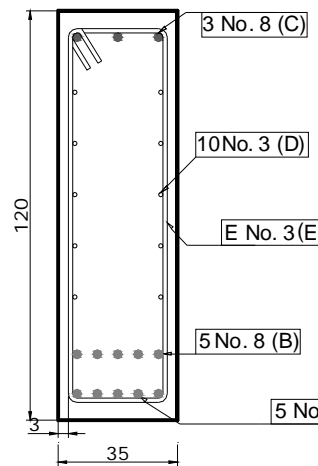
Dimensiones en cm

ESPÉCIMEN "E2E" -- Viga con refuerzo convencional por cortante mediante estribos

Aplicación de carga
Apoyo



Sección A - A'



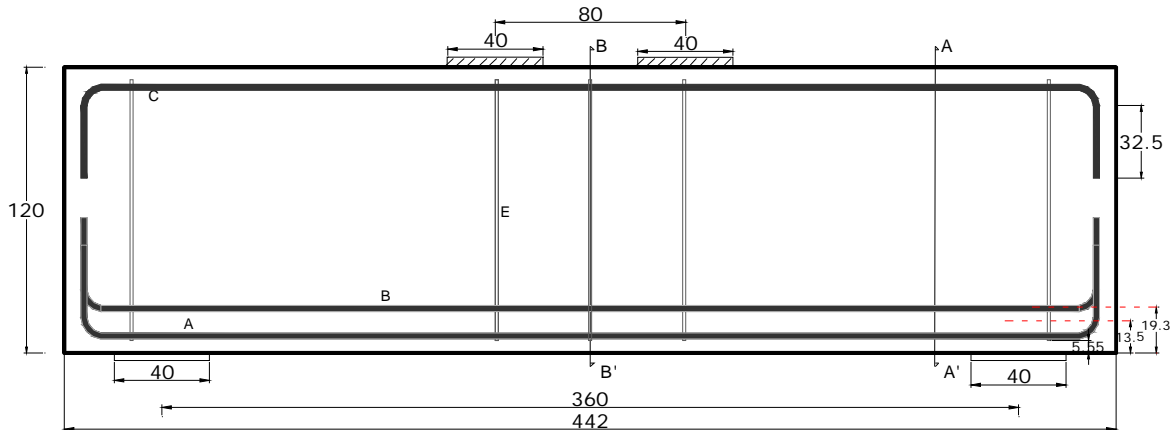
Sección B - B'

Dimensiones en cm

Figura 5.5 – Configuración del refuerzo del espécimen E2-E.

En dicho espécimen se requieren 5 barras no. 3 en cada una de las caras laterales de la viga para satisfacer los requisitos de detallado de la sección 11.7.4 del ACI-318-11.

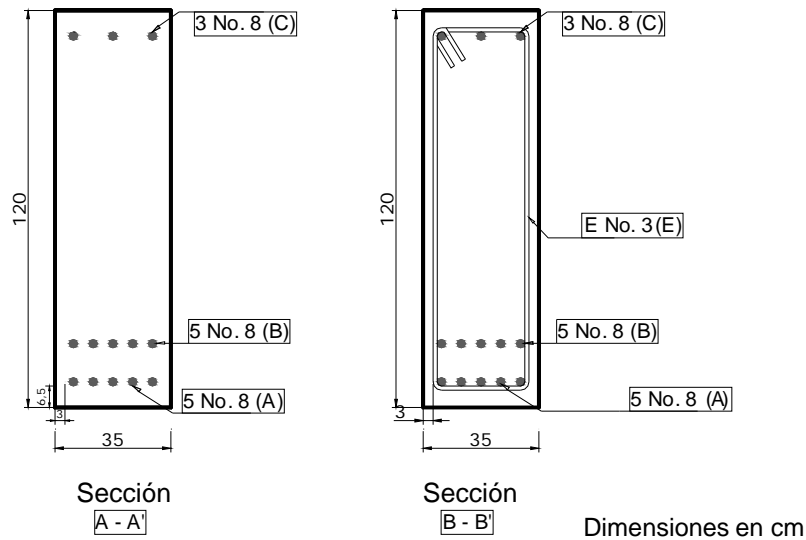
En la figura 5.6 se muestra la disposición de refuerzo de los especímenes E1-C, E3-F1 y E4-F2. En estos especímenes se utilizarán estribos únicamente para facilitar la colocación del acero longitudinal en el lecho superior de las vigas y para permitir la ubicación del armado mínimo dentro de la cimbra mediante una grúa viajera.



ESPÉCIMEN "E1-C" -- Viga sin refuerzo por cortante
 ESPÉCIMEN "E3-F1" -- Viga con 1% de fibras en volumen
 ESPÉCIMEN "E4-F2" -- Viga con 2% de fibras en volumen

▨ Aplicación de carga
 □ Apoyo

Dimensiones en cm



Secciones transversales

Figura 5.6 – Configuración del refuerzo de los especímenes E1-C, E3-F1 y E4-F2

En la tabla 5.4 se presenta un resumen de las características de refuerzo de los especímenes.

Tabla 5.4 – Características de refuerzo de los especímenes

Refuerzo	denominación	anclaje	Longitud, m
Longitudinal, primer lecho (A)	no. 8	Ganchos a 90°	4.98
Longitudinal, segundo lecho (B)	no. 8	Ganchos a 90°	4.98
Longitudinal, lecho superior (C)	no. 8	Ganchos a 90°	4.98
Longitudinal en caras laterales (D)	no. 3	Recto	4.28
Transversal, Estribos (E)	no. 3	Ganchos a 135°	

5.6 Diseño de los especímenes de CRFA

El diseño de elementos peraltados mediante MPT se basa en establecer un límite inferior de resistencia de los elementos a partir de la resistencia efectiva del concreto f_{ce} . Dicha resistencia es definida para cada elemento del MPT por medio de los factores β_s o β_n . Los factores anteriores se emplean con el objetivo de tomar en cuenta el efecto del agrietamiento y el confinamiento del refuerzo sobre la resistencia a compresión efectiva de cada elemento del MPT.

Para el diseño de vigas peraltadas de CRFA, se propone modificar el valor de los factores β_s y β_n , de tal modo que se refleje el efecto benéfico de la presencia de las fibras de acero en la capacidad de los puntales y zonas nodales del modelo.

Para modificar dichos factores se consideró la relación que existe entre el esfuerzo cortante promedio a la falla normalizado con respecto a $\sqrt{f'_c}$ y los factores β_s y β_n tanto para concreto normal como para CRFA. La relación anterior se puede expresar de la siguiente manera:

$$\left[\frac{\alpha}{\beta_s} \right]_{normal} = \left[\frac{\alpha}{\beta_s} \right]_{CRFA} \quad (5.1)$$

Donde:

$$\alpha = \frac{v}{\sqrt{f'_c}} = \frac{V}{bd\sqrt{f'_c}} \quad (5.2)$$

Para este análisis se tomaron en cuenta los resultados de la base de datos presentada por Parra-Montesinos (2006) que se resume en el Apéndice B de este trabajo. Sólo se tomaron en cuenta los datos de los especímenes para los cuales la relación a/d es similar a la de las vigas del programa experimental propuesto en este trabajo.

Los valores seleccionados de la base de datos del apéndice B se presentan en la tabla 5.5.

De la parte de la tabla 5.5 referente a concreto sin fibras, el esfuerzo cortante promedio a la falla de los especímenes seleccionados es de $1.11\sqrt{f'_c}$. Por otro lado, considerando la dispersión de los datos correspondientes a CRFA, se utilizó conservadoramente el valor mínimo de $1.35\sqrt{f'_c}$ como el esfuerzo cortante promedio a la falla de los especímenes de CRFA seleccionados. De este modo,

los factores α para concreto normal y para CRFA obtenidos de este análisis fueron de 1.11 y 1.35 respectivamente.

Tabla 5.5 – Datos seleccionados para la obtención del factor α para concreto normal y con fibras

Referencia	Viga	a/d	f'c (kg/cm ²)	Tipo de Fibra	L _f (mm)	L _f / d _f	V _f %	v _u (kg/cm ²)	v _u / √(f'c) (kg/cm ²)
CONCRETO SIN FIBRAS									Factor α
7	FC1	1.6	611.8	—	--	--	0	17.85	0.72
	FC7	1.6	581.2	—	--	--	0	14.58	0.60
46	2/0/1.5	1.5	346.7	—	--	--	0	19.68	1.06
	4/0/1.5	1.5	346.7	—	--	--	0	24.17	1.30
69	2.2/1	1.5	416.0	—	--	--	0	41.09	2.01
75	S1	1.8	431.3	—	--	--	0	15.60	0.75
	S2	1.8	440.5	—	--	--	0	27.94	1.33
CONCRETO CON FIBRAS DE ACERO									
7	FC10	1.6	478.2	H	50	100	0.4	29.57	1.35
	FC11	1.6	416.0	H	50	100	0.6	28.45	1.39
46	2/0.5/1.5	1.5	346.7	H	30	60	0.5	32.33	1.74
	2/1.0/1.5	1.5	346.7	H	30	60	1.0	32.20	1.73
	4/0.5/1.5	1.5	346.7	H	30	60	0.5	40.79	2.19
	4/1.0/1.5	1.5	346.7	H	30	60	1.0	44.66	2.40
69	2.2/2	1.5	420.1	H	60	67	0.3	54.86	2.68
	2.2/3	1.5	410.9	H	60	67	0.8	58.74	2.90
75	S3F	1.8	495.6	H	51	83	0.9	29.98	1.35
83	6	1.5	367.1	H	30	60	1.0	76.68	4.00

A partir de la expresión 5.1 y considerando que los factores β_s y β_n de las secciones A.3.2 y A.5.2 del ACI 318-11 corresponden a concreto normal, se obtienen los factores *equivalentes* para CRFA que se presentan en la tabla 5.6.

Los factores equivalentes β_s^* y β_n^* de la tabla 5.6 se emplearon en el diseño de los especímenes de CRFA, mismo que se presenta en el Apéndice A de este documento. El empleo de estos factores β^* equivalentes queda condicionado al uso de CRFA cuya dosificación de fibras sea de al menos 0.5% en volumen, y se trate de fibras con anclajes en sus extremos con una relación de aspecto mínima de 60.

La elección del factor α (expresión 5.1) correspondiente a CRFA se hace a partir de los datos experimentales de la base de datos de Parra-Montesinos (2006), tomando en cuenta dos dosificaciones de fibras en volumen. La tabla 5.7 presenta los valores obtenidos experimentalmente y su variación estadística para especímenes con dosificación promedio de fibras de 0.5% (derecha) y 1% (izquierda) en volumen

Tabla 5.6 – Factores β_s y β_n equivalentes para CRFA en un MPT.

Caso	Concreto normal	CRFA
	β_s	$\beta*_s$
Puntal de sección transversal uniforme a lo largo de su longitud	1.0	1.2
Para puntales con forma de botella con refuerzo que cumpla con la sección A.3.3	0.75	0.91
Para puntales con forma de botella sin refuerzo que cumpla con la sección A.3.3	$0.6 \lambda^*$	0.73
Para puntales en elementos sometidos a tensión o alas en tensión de los elementos	0.4	0.49
Para todos los demás casos	$0.6 \lambda^*$	0.73

Caso	β_n	$\beta*_n$
	En zonas nodales limitadas por puntales o áreas de apoyo, o ambas, (nudos CCC)	1.0
En zonas nodales que anclan un tensor (nudos CCT)	0.80	0.97
En zonas nodales que anclan dos o más tensores, (nudos CTT)	0.6	0.7

Tabla 5.7 – Valores de α para CRFA con 0.5% y 1% de fibras en volumen

Para V_f de 0.5%				Para V_f de 1%			
Referencia	Espécimen	V_f %	$v_u / v(f'c)$ (kg/cm ²)	Referencia	Espécimen	V_f %	$v_u / v(f'c)$ (kg/cm ²)
7	FC10	0.4	1.35	46	2/1.0/1.5	1	1.73
	FC11	0.6	1.39	75	4/1.0/1.5	1	2.40
46	2/0.5/1.5	0.5	1.74		S3F	0.9	1.35
	4/0.5/1.5	0.5	2.19	83	6	1	4.00
	2.2/2	0.25	2.68	69	2.2/3	0.76	2.90
Promedio:		0.45	1.87	Promedio:		0.93	2.47
mínimo:		0.25	1.35	mínimo:		0.76	1.35
máximo:		0.6	2.68	máximo:		1	4.00
desv. Estándar:		0.13	0.56	desv. Estándar:		0.11	1.04

El diseño de los especímenes de CRFA mediante MPT se presenta detalladamente en el Apéndice A de este documento.

Del diseño mediante el MPT 1 se observa que la capacidad a cortante permite que sea posible omitir el refuerzo transversal para confinamiento de los puntales inclinados. Por otro lado, los requisitos mínimos para refuerzo en las caras establecidos en la sección 11.7.4 del ACI 318-11

también se pueden omitir asumiendo que las fibras dispersas en el concreto mitigarían la dispersión y la anchura de grietas en el elemento.

Del diseño mediante MPT 2 para especímenes de CRFA se observa que dadas las características geométricas del modelo, no se puede omitir el uso de refuerzo vertical mediante estribos, ya que la presencia de un tensor vertical en el modelo implica proveer refuerzo en el claro de cortante.

Alternativamente y a manera de revisión, los especímenes de CRFA se diseñaron siguiendo las NTC-C del RCDF (2004). La memoria de cálculo correspondiente también se presenta en el apéndice A de este documento bajo las siguientes consideraciones:

Las NTC-C del RCDF (2004) incluye la contribución de los estribos en la capacidad a cortante, a la cual se suma la fuerza resistida por el concreto calculada a partir del esfuerzo cortante promedio a la falla del elemento. Este último se determinó a partir de la base de datos de Parra (2006) para especímenes con relaciones a/d de 1.5, 1.6 y 1.8. De esta forma la capacidad a cortante proporcionada por el concreto que se calcula con la expresión (2.6) para concreto ordinario:

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (2.6)$$

Se modificó por la expresión (5.3) empleando al valor mínimo del esfuerzo cortante promedio a la falla para especímenes de CRFA ($1.35\sqrt{f'_c}$) de la base de datos presentada por Parra (2006), resultando:

$$V_{CR}^* = 1.35 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (5.3)$$

Además, en la expresión (5.3) se reemplazó f'_c por f_c^* para ser consistente con las consideraciones de diseño de las NTC-C y para mantener el factor de seguridad inducido. El diseño de los especímenes con CRFA a partir del procedimiento descrito condujo a un elemento de concreto reforzado con fibras y con cuantías menores de refuerzo transversal mediante estribos. En este caso, los estribos requeridos fueron de barras no. 3 con una separación de 25 cm y el refuerzo transversal mínimo horizontal se puede omitir por el uso de fibras de acero. Debe hacerse notar que la separación de estribos obedeció a los requisitos mínimos de las NTC-C (2004), ya que el diseño requirió una cuantía mucho menor, con estribos no. 3 a cada 130 cm.

Finalmente, se realizó un diseño de los especímenes de CRFA a partir de la expresión (4.7) propuesta por Williamson y Knab (1975) para calcular el esfuerzo cortante promedio en vigas de CRFA.

$$v_{cf} = \frac{2}{3} f'_t \left(\frac{d}{a}\right)^{0.25} \quad (4.7)$$

Esta metodología de diseño sigue el método propuesto por el ACI 318-11 para calcular la contribución de los estribos en la capacidad a cortante, a la cual se suma la fuerza resistida por el concreto calculada a partir del esfuerzo de cortante dado por la ecuación (4.7).

Para este procedimiento de diseño se empleó la resistencia a tensión del concreto f'_t , obtenida de resultados de pruebas de tensión indirectas de cilindros realizados por Ávila y Alcocer (2011) en un trabajo sobre uso de CRFA para rehabilitación de muros de concreto con una dosificación de 36.5 kg/m^3 de fibras de acero (0.5% en volumen).

De este último procedimiento diseño se obtuvo una configuración de refuerzo que consta de 7 barras no. 8 para flexión y estribos verticales no. 3 con una separación de 12 cm. Los requisitos mínimos de refuerzo horizontal y vertical pueden ser omitidos considerando que la presencia de fibras de acero cumple con dichos requerimientos.

La tabla 5.8 presenta un resumen de las configuraciones de refuerzo obtenidas por los diferentes procedimientos de diseño realizados con los criterios anteriormente descritos para especímenes de concreto reforzado convencionalmente y de CRFA.

Tabla 5.8 – Configuraciones de refuerzo para los diferentes procedimientos de diseño para los especímenes de prueba con y sin la adición de fibras de acero

Criterio de diseño	refuerzo por flexión	refuerzo por cortante		Notas
		vertical	horizontal	
MPT-1	10 barras no. 8	Estribos no. 3 con separación de 15 cm	Barras no. 3 con separación de 15 cm	El refuerzo transversal es el mínimo especificado*
MPT-2	10 barras no. 8	Estribos no. 3 con separación de 6 cm	Barras no. 3 con separación de 15 cm	El refuerzo transversal es el requerido por el tensor vertical del modelo
NTC-C del RCDF 2004	8 barras no. 8	Estribos no. 3 con separación de 8 cm	Barras no. 3 con separación de 20 cm	Si fuera una <i>viga diafragma</i> , el refuerzo horizontal sería igual que el vertical
MPT-1 con fibras	10 barras no. 8	No requiere la colocación de estribos	No requiere la colocación de barras	El refuerzo transversal mínimo se asume mediante las fibras de acero
MPT-2 con fibras	10 barras no. 8	Estribos no. 3 con separación de 6 cm	No requiere la colocación de barras	El refuerzo transversal es el requerido por el tensor vertical del modelo
NTC-C RCDF-fibras	8 barras no. 8	Estribos no. 3 con separación de 25 cm	No requiere la colocación de barras	El refuerzo transversal es el mínimo especificado†
ACI 544.R con fibras	7 barras no. 8	Estribos no. 3 con separación de 12 cm	No requiere la colocación de barras	El refuerzo transversal es el requerido por $V_s = V_u - V_c(\text{fibras})$

* El refuerzo transversal mínimo, es el especificado por A.3.3 (ACI 318-11) para confinar los puntales inclinados del MPT 1.

† El refuerzo transversal vertical proporcionado emplea la separación máxima especificada en 2.5.2.3 (NTC-C del RCDF-2004), aunque los cálculos indican que la separación podría ser de hasta 130 cm.

5.7 Resistencias de diseño de los especímenes

Las vigas se diseñaron para soportar dos cargas puntuales, aplicadas sobre dos placas de 40 cm de anchura y separadas 80 cm, como se muestra en la figura 5.1. La magnitud de las cargas fue de 97 ton aplicadas verticalmente sobre la cara superior de la viga.

Con base en los MPT descritos y considerando las propiedades de los materiales establecidas, se obtuvieron las predicciones de resistencia de los elementos que se presenta en la tabla 5.9.

De los resultados mostrados en la tabla 5.9, para los casos que se refieren al uso de fibras de acero como refuerzo por cortante, se refiere en todos los casos a fibras con anclajes en los extremos, cuya relación de aspecto es de 80 y en una dosificación mínima de 0.5% en volumen.

Tabla 5.9 – Resistencias calculadas para los especímenes mediante diferentes procedimientos y consideraciones de diseño de vigas peraltadas de CRFA (toneladas).

Cortante de diseño (Ton)	ACI 318-11				NTC-C del RCDF (2004)		ACI 544.4
	MPT 1	MPT 1 _{fibras}	MPT 2	MPT 2 _{fibras}	sin fibras	con fibras	con fibras*
97.0	97.0	111.3	97.0	97.0	99.8	115.7	100

* *Predicción a partir de las consideraciones de diseño del ACI 544.4R de Williamson y Knab, (1975).*

5.8 Metodología experimental

Gran parte de la información divulgada acerca de la eficiencia de las fibras de acero como refuerzo para concreto es resultado de observaciones efectuadas en especímenes de prueba sujetos a determinados procedimientos de elaboración y condiciones de carga. En el capítulo 4 se han descrito los procedimientos estándar para la medición de las propiedades del CRFA. Sin embargo, en la práctica, el concreto de los elementos estructurales posee características y presta servicio en condiciones muy variadas, ya sea por la forma y dimensiones de los elementos, por el procedimiento constructivo o por las condiciones de carga, es por eso que a las pruebas que se puedan evaluar mediante especímenes estandarizados como cilindros de concreto y vigas a escala, se les debe conceder la utilidad para hacer evaluaciones comparativas del concreto con y sin fibras, en tanto que para hacerlas extensivas al comportamiento de elementos estructurales, es necesario tomar en consideración las características y condiciones específicas de estos. La metodología experimental descrita permitirá conocer con detalle el comportamiento de los especímenes hasta la falla y la medición de su comportamiento mediante la determinación de sus curvas esfuerzo-deformación. Para ello se requiere del establecimiento de un programa de construcción, instrumentación y ensaye de vigas peraltadas a escala natural que permita alcanzar los objetivos del proyecto.

5.8.1 Elaboración y control de mezclas de concreto

Con el objeto de conocer las propiedades del concreto y asegurar su calidad de fabricación, se realizará un programa de muestreo de especímenes de concreto y caracterización de mezclas para los cuatro especímenes. Para esto será necesario realizar las pruebas estandarizadas siguientes:

- Determinación del revenimiento en el concreto en estado fresco mediante la norma NMX-C-156-2004-ONNCCE.
- Prueba para determinación del tiempo de flujo del concreto reforzado con fibras a través del cono de revenimiento invertido, conforme a la norma ASTM C 995, (1994).
- Ensayes para la determinación de la resistencia a compresión simple conforme a la norma NMX-C-083-2004-ONNCCE.

- Pruebas de obtención de resistencia a flexión conforme a la norma NMX-C-191-ONNCCE- (2004) contemplando especímenes viga de dimensiones 150x150x450mm.
- Ensayo para determinar tenacidad a flexión y la resistencia a la primera fisura del concreto reforzado con fibras (utilizando una viga con carga en el tercio central) conforme a la norma ASTM C 1018, (1998).
- Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson conforme a la NMX-C-128-2004-ONNCCE.
- Pruebas de tensión indirecta mediante el ensaye de cilindros a compresión diametral conforme a la norma NMX-C-163-2004-ONNCCE.

La concordancia con las normas anteriores permitirán estandarizar los procedimientos de obtención de las características físicas y mecánicas de los concretos con y sin fibras de acero. Los métodos de prueba referidos de la *American Society for Testing and Materials* (ASTM) indicados anteriormente, no cuentan con un procedimiento estandarizado equivalente en la normatividad aplicable mexicana.

A estos métodos de determinación de las propiedades se pueden sumar también los procedimientos para medición del peso volumétrico del concreto, contenido de aire y rendimiento de las mezclas de concreto por mencionar algunos otros.

5.8.2 Construcción

La construcción de los especímenes debe ser consistente con la práctica actual de concreto estructural y será realizada por obreros de la construcción con experiencia.

La cimbra ha sido diseñada para resistir los empujes del concreto fresco y se atenderán las recomendaciones del manual sobre cimbras y encofrados del comité ACI 347R, (2004).

La figura 5.7 muestra una vista de la cimbra (doble) de madera diseñada para el colado de los especímenes de prueba.

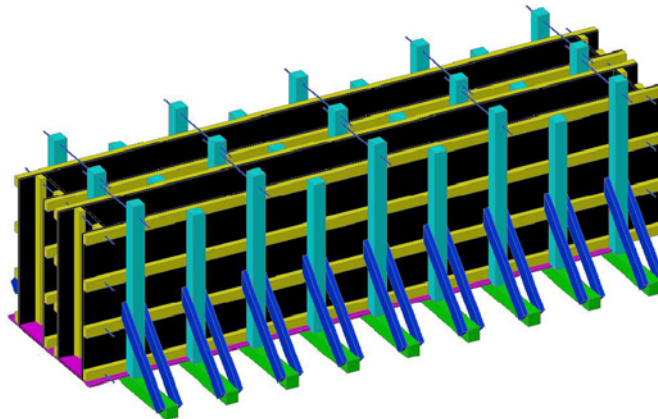


Figura 5.7 – Cimbras dobles de madera para el colado de los especímenes de prueba.

Para el colado de las vigas, se recomienda utilizar un sistema de colocación en 3 capas de 40 cm y compactado mediante vibradores eléctricos portátiles contemplando una consistencia semi-dura sobre todo para los especímenes con contenido de fibras de acero.

5.8.3 Dispositivo de carga

El dispositivo de carga que se utilizará, es el marco empleado en el proyecto realizado por Uribe y Alcocer (2000).

El marco de carga consiste en una estructura metálica anclada a la losa de reacción y formada por dos columnas y dos vigas armadas. La figura 5.8 muestra una vista lateral del marco de carga.

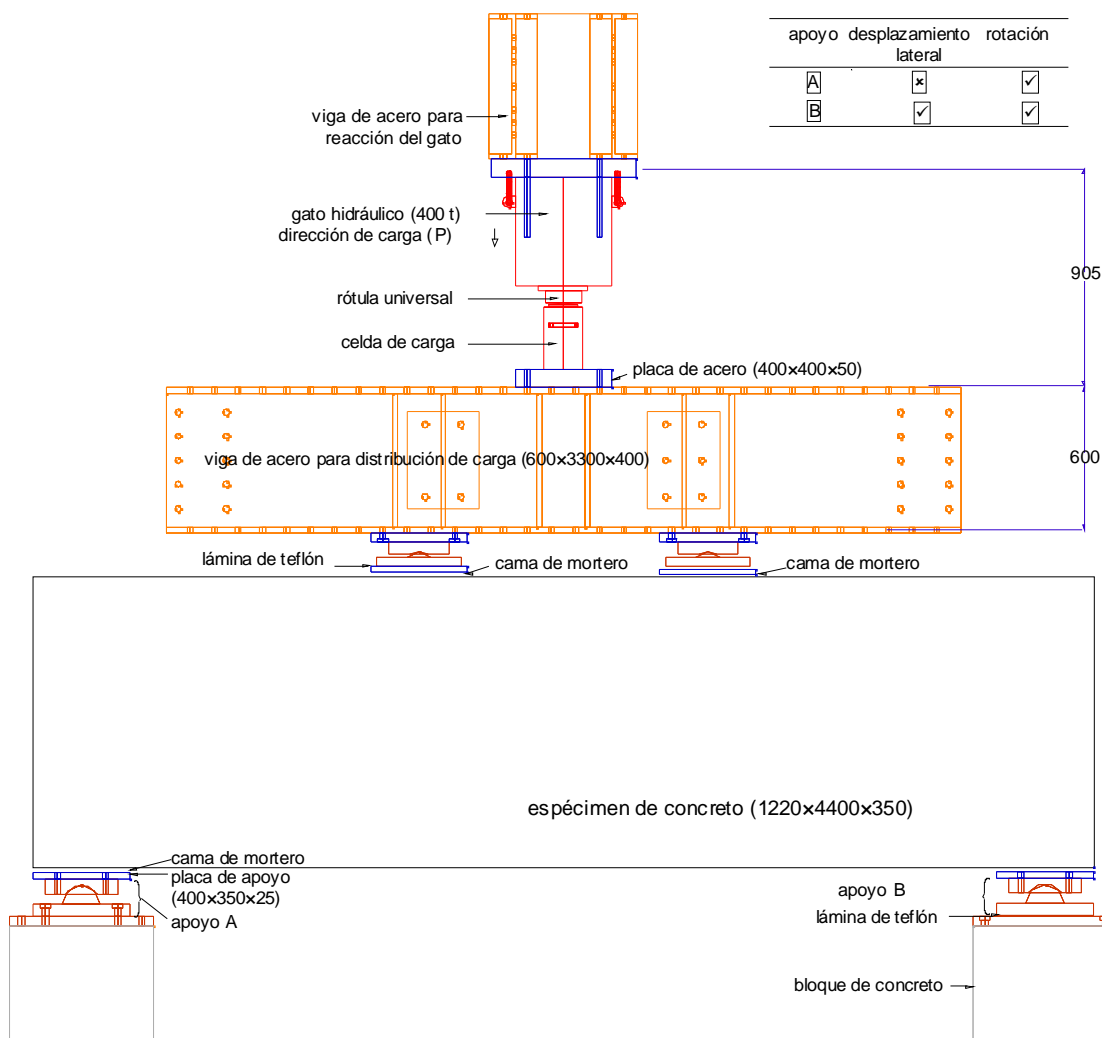


Figura 5.8 – Vista lateral del marco de carga (Adaptada de Uribe y Alcocer, 2000).

Para aplicar las cargas sobre el espécimen se usará un gato hidráulico de doble acción de 400 t (3924 kN) de capacidad. También se usará una viga de distribución para transmitir la carga del gato de 400 t a los dos apoyos de la cara superior de los especímenes que estarán libremente

apoyados. Con esta configuración será posible aplicar cargas iguales en dos puntos del claro de cortante ubicados en el tercio medio del espécimen a 80 cm de separación.

Para medir la magnitud de las cargas aplicadas, se usará una celda de carga entre el gato de 400 t (3923 kN) y la viga de distribución, o bien dos celdas de carga entre la viga de distribución y las placas de aplicación de carga.

Con este marco de carga se ensayarán los especímenes hasta la falla con el objetivo de conocer su capacidad de carga, historia de desplazamiento y modo de falla. Para esto, los especímenes serán instrumentados tanto interna como externamente de acuerdo con la sección 5.8.4.

5.8.4 Instrumentación

La instrumentación se colocará en los puntos relevantes con la finalidad de estudiar el comportamiento local y global de la estructura. Se usarán tres tipos de instrumentos: celdas de carga, transductores de desplazamiento y deformímetros eléctricos. A los dos primeros tipos se les puede considerar componentes de la instrumentación exterior, mientras que al último se refiere a una instrumentación interna.

La ubicación de la instrumentación permitirá obtener información sobre las cargas aplicadas por los gatos, las deformaciones superficiales, las deformaciones del acero longitudinal y transversal y la distribución de esfuerzos en los especímenes.

A partir de la instrumentación usada por Uribe y Alcocer (2000) para elementos de geometría similar, en la figura 5.9 se presenta la ubicación de los transductores de desplazamiento. Se incluye con línea discontinua el modelo de puntales y tensores supuesto en el diseño.

Se instalarán 22 transductores de desplazamiento de vástago para medir las deformaciones superficiales en una de las caras del los especímenes (figura 5.9a) y siete en la parte inferior de los mismos para registrar las deflexiones. Además, se instalarán dos transductores de desplazamiento a lo largo de los puntales principales de compresión supuestos en el diseño (figura 5.9b).

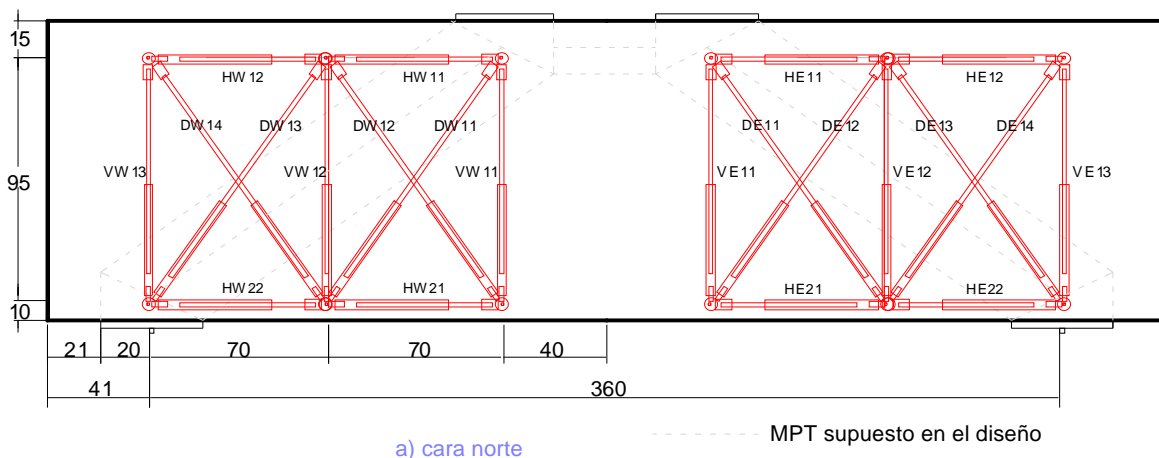
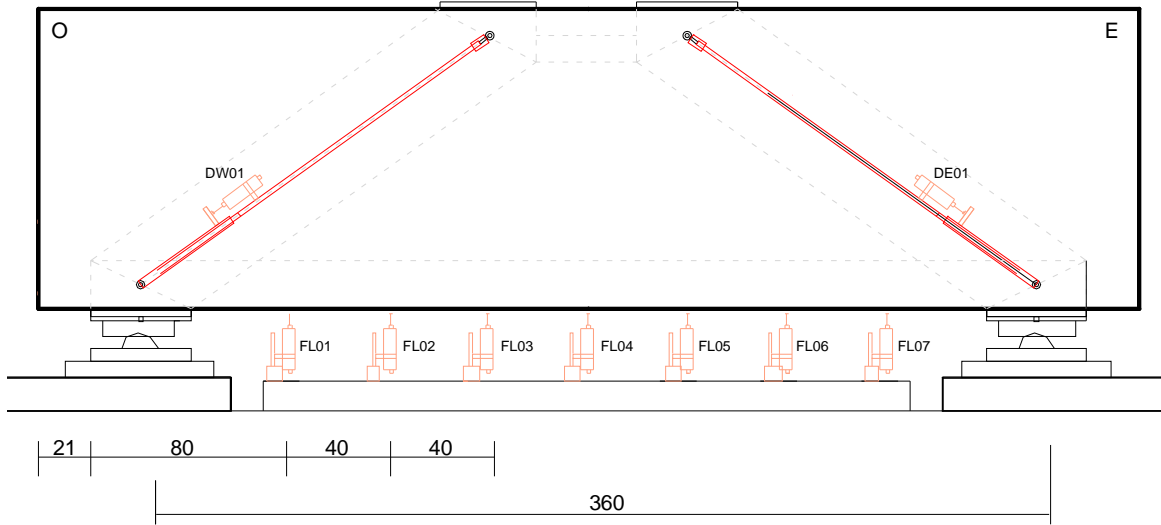


Figura 5.9 – Ubicación de los transductores de desplazamiento (Adaptada de Uribe y Alcocer, 2000)



b) cara sur

----- MPT supuesto en el diseño

Figura 5.9 (Cont.) – Ubicación de los transductores de desplazamiento (Adaptada de Uribe y Alcocer, 2000)

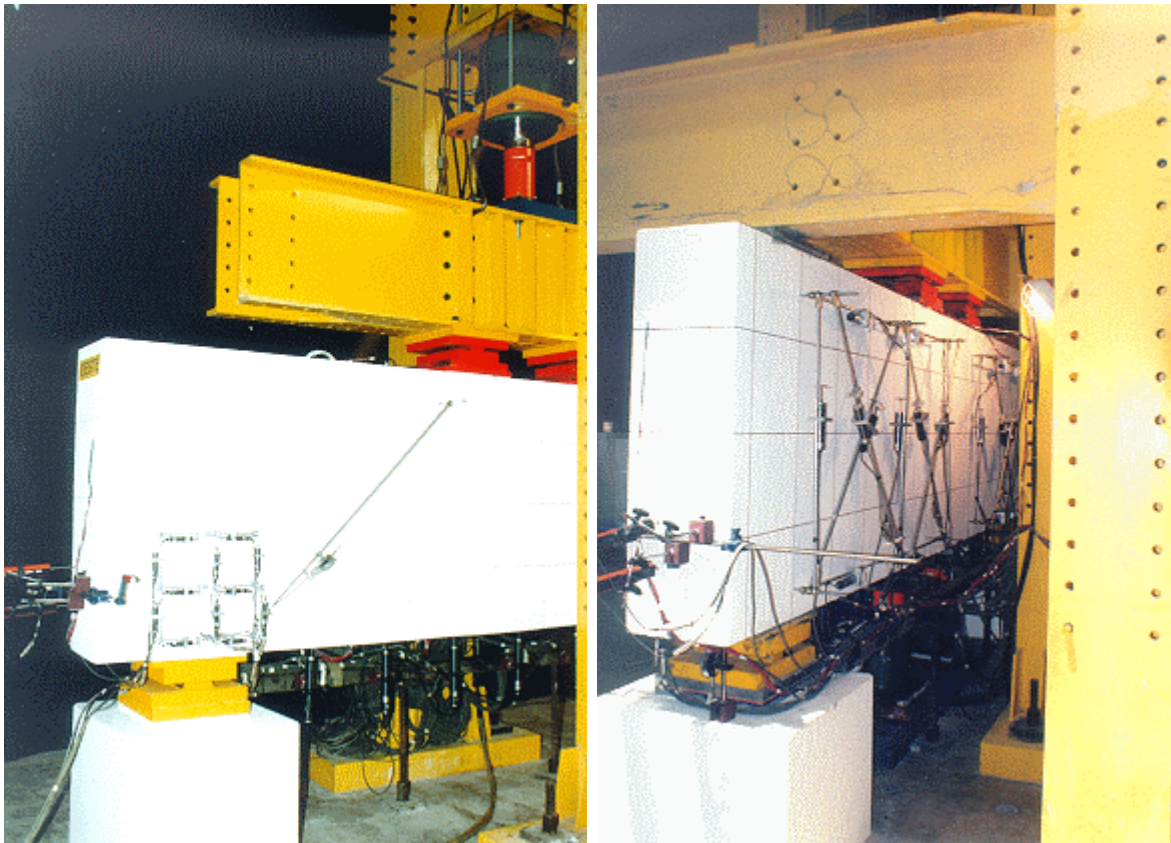


Figura 5.10 – Modelo de instrumentación y marco de carga empleado por Uribe y Alcocer (2000) propuestos para los ensayos de este proyecto.

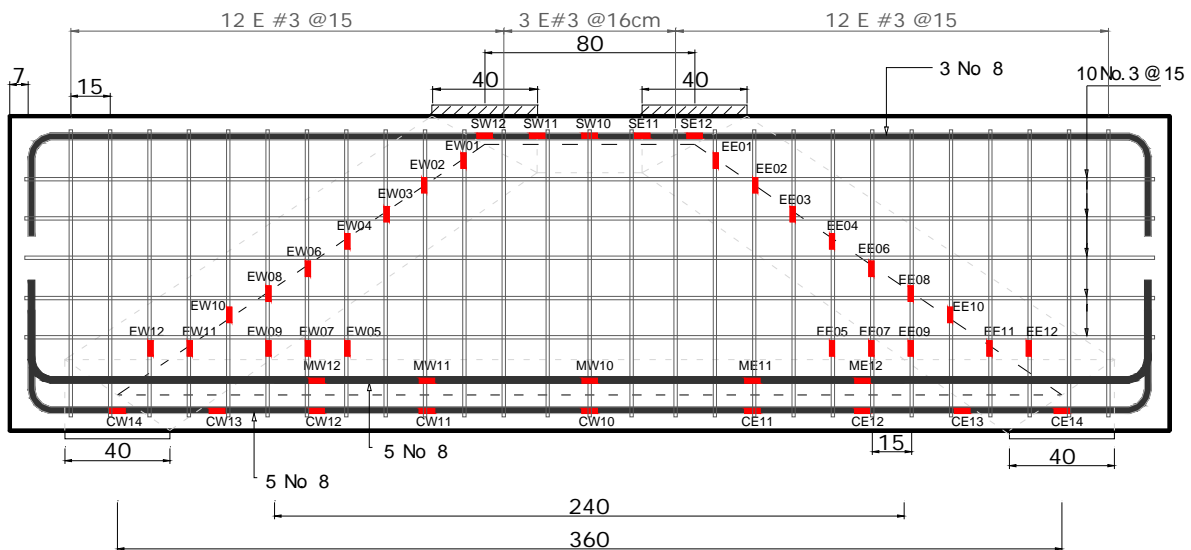
Las fotografías de la figura 5.10 presentan la instrumentación utilizada por Uribe y Alcocer (2000), así como la colocación de los modelos en el marco de carga empleado. La instrumentación propuesta para el programa experimental de este trabajo será muy similar.

La instrumentación del refuerzo de los especímenes, también se basa en la utilizada por Uribe y Alcocer (2000) y consistirá en deformímetros eléctricos adheridos a las barras de refuerzo de las vigas. Se instrumentarán al menos 2 barras de cada lecho longitudinal y en el caso del espécimen E2-E, todos los estribos contenidos en el claro de cortante. La posición vertical de los deformímetros en los estribos, seguirá la orientación de los puntales principales del modelo supuesto en el diseño.

La distribución de los deformímetros eléctricos que se instalará en el refuerzo de los especímenes se presenta en la figura 5.11. Para los casos de los especímenes E1-C, E3-F1 y E4-F2, es decir, aquellos que se disponen sin refuerzo transversal por medio de estribos, la instrumentación es la misma a la mostrada, omitiendo evidentemente la respectiva a los estribos.

La nomenclatura de la instrumentación del refuerzo longitudinal y transversal obedece al esquema $BLxy$ y a $ELxy$, donde:

- B Es el nombre del lecho en el cual se encuentra la barra;
- E Se refiere a estribo;
- L Es el lado de la viga en el cual se encuentra el deformímetro; W para el lado Oeste y E para el lado Este;
- x Es el número de barra. 1 para barras de borde y 3 para barras centrales;
- y Es un número consecutivo para la identificación de los instrumentos que inicia desde el centro de la viga hacia sus extremos.



a) elevación (especimen E2-E)

Aplicación de carga
 Apoyo

Figura 5.11 – Instrumentación del refuerzo de los especímenes

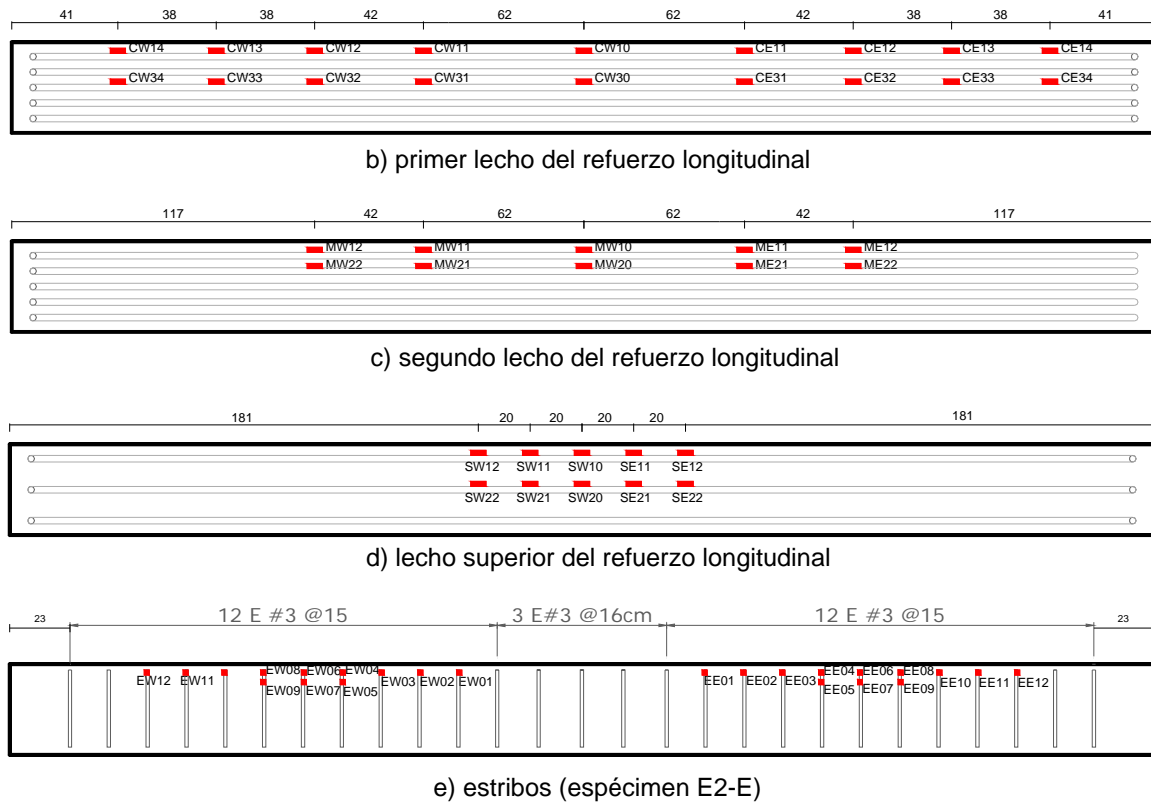


Figura 5.11 (Cont.) – Instrumentación del refuerzo de los especímenes

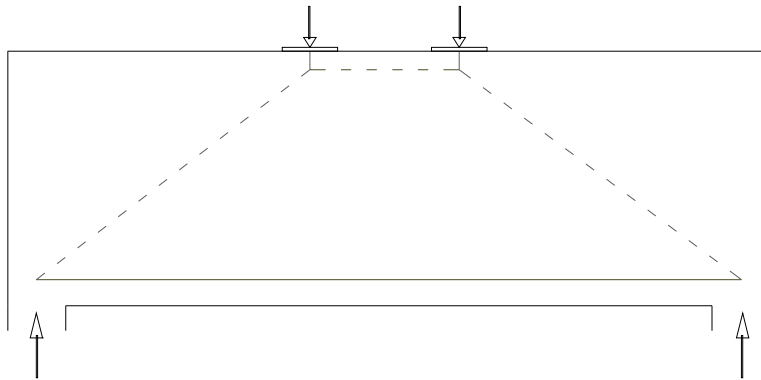
5.4. Singularidad del modelo de puntales y tensores para el diseño de los especímenes.

Los especímenes del programa experimental descrito constituyen el ejemplo clásico de vigas peraltadas libremente apoyadas para las cuales, pueden ser estudiados los principios de diseño y diferentes MPT.

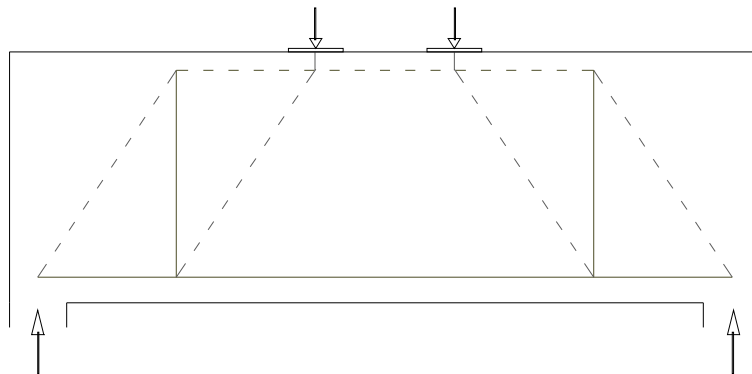
Los tres MPT mostrados en la figura 5.12 son modelos aceptables que pueden representar el flujo de fuerzas y trayectorias de esfuerzos de los especímenes de prueba. Dichos modelos conducen a diferentes diseños y por lo tanto a diferentes cuantías y distribuciones de refuerzo longitudinal y transversal. El primer modelo de la figura 5.12 a) es el MPT más simple ya que no cuenta con un tensor vertical y la fuerza en el tensor horizontal es constante entre apoyos. Como consecuencia, el anclaje en el apoyo debe ser diseñado para la totalidad de la fuerza actuante en dicho tensor. Por otro lado, la ausencia de tensores verticales en el modelo, no implica que el refuerzo obtenido no conste de elementos verticales tales como estribos, ya que los requisitos de refuerzo mínimo de la sección A.3.3 del ACI 318-11, referente al diseño de MPT, obligan a la colocación de dichos elementos.

El modelo en la figura 5.12 b) es el más conservador en el diseño del refuerzo transversal, ya que la fuerza en el tensor vertical es igual a la carga aplicada. Además, la fuerza en el tensor horizontal se reduce hacia el apoyo y la fuerza de anclaje en el mismo se reduce hasta el 50% en comparación con la del centro del claro.

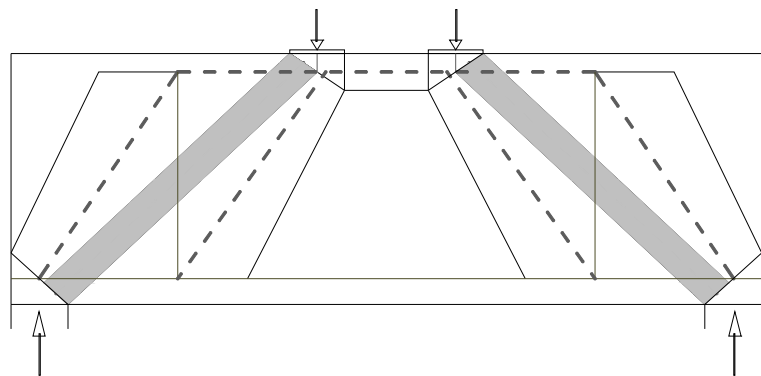
Alternativamente, el modelo de la figura 5.12 c) es una combinación de los modelos de las figuras 5.12a) y 5.12b) y es estáticamente indeterminado. Este modelo se basa en una regla derivada empíricamente y que se presenta en las Recomendaciones FIP (1999) para la determinación de la porción de la carga aplicada que debe ser asignada al tensor vertical, misma que depende de la distancia de la carga al eje del apoyo. Esta regla refleja la transición consistente entre el diseño de una viga peraltada con cargas cerca del apoyo y una viga esbelta donde la carga total aplicada debe ser transferida por medio de una armadura sin transferencia directa de la carga hacia el apoyo, mediante un puntal inclinado.



a) Modelo simple sin tensor vertical (MPT-1) (transmisión directa de la fuerza a los apoyos)



b) Modelo con tensor vertical (MPT-2)



c) Modelo propuesto por las Recomendaciones FIP (1999)

Figura 5.12 – Diferentes modelos de puntales y tensores para vigas peraltadas

La inexistencia de un tensor vertical en el modelo de la figura 5.12 a) debe resultar crítico para el diseñador, quien debe especificar el refuerzo mínimo en las caras del miembro. Además, se puede argumentar que al colocar refuerzo transversal mínimo, éste contribuirá de alguna manera a soportar cierta cantidad de carga, por lo que el modelo de la figura 5.12 c) podría ser más representativo del mecanismo de transmisión de fuerzas y resultar más efectivo. La diferencia entre estos MPT sería únicamente que la capacidad del tensor vertical que representa al refuerzo transversal mínimo es siempre el mismo y no dependería de la distancia de entre la carga y el eje del apoyo.

En conclusión, el modelo de la figura 5.12 c) parece ser una solución práctica y racional. Se haría necesario sin embargo, considerar un incremento de la cuantía de refuerzo transversal cuando la distancia de la carga al eje del apoyo a se incrementa dentro del rango de $0.5z \leq a \leq 2z$, donde z es el brazo interior de palanca. Es por ello que MacGregor (2002) propone que una disposición similar sea considerada por el Subcomité ACI 318 E como complemento al Apéndice A del reglamento ACI 318 sobre diseño con MPT.

Por otro lado, siguiendo las disposiciones actuales del Apéndice A del ACI 318-11, la elección del MPT para el diseño de los especímenes del programa experimental de este trabajo, se optó por el modelo simplificado (figura 5.11 a). Sin embargo, con fines comparativos, en el Apéndice A de este documento se muestran los diseños realizados a partir de MPT como los de las figuras 5.12a) y 5.12b) con lo que se comprueba lo descrito anteriormente. El modelo propuesto por las *Recomendaciones FIP (1999)* de la figura 5.11 c) se excluyó con base a que dichas recomendaciones, no son de aplicación común en México y contemplan consideraciones generales de diseño distintas a las del las NTC-C del RCDF (2004) y del reglamento ACI 318-11.

Capítulo 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

El mecanismo de resistencia a fuerza cortante en elementos estructurales de concreto reforzado es un fenómeno complejo que depende de la interacción de diferentes variables que provocan una difícil racionalización y simplificación de los resultados de investigaciones y experiencias existentes.

En este trabajo han presentado algunos enfoques que se han desarrollado para explicar y solucionar el problema del cortante. A pesar de las diferencias que caracterizan a cada enfoque, la mayoría de ellos coinciden en que los esfuerzos de tensión en el concreto deben ser considerados explícitamente. Sin embargo, la falla por cortante no se explica únicamente por la consecución de la resistencia a tensión del concreto ya que esta incluye también el agotamiento de los mecanismos de transferencia de esfuerzos a través de las grietas.

La influencia del claro de cortante en el comportamiento ante fuerza cortante en los elementos puede ser considerada de manera simple mediante el uso de un enfoque seccional para miembros esbeltos a flexión (de bajo peralte), o mediante el uso del modelo de puntales y tensores (MPT) para miembros de claros cortos donde puede formarse un puntal de compresión directo entre la carga y el apoyo.

El MPT es un concepto de análisis y diseño que permite un tratamiento consistente de todas las regiones de la estructura. Es una generalización de la analogía de la armadura, misma que ha sido usada extensamente como una herramienta conceptual para el análisis de elementos sometidos a cortante, flexión y torsión, y como base para las disposiciones de varios reglamentos de diseño.

El MPT está basado en la teoría de la plasticidad y proporciona un límite inferior de la resistencia de los elementos diseñados. En general, el diseñador obtiene un mejor conocimiento del comportamiento de la estructura al visualizar los flujos de esfuerzos y proveer un sistema para la transferencia de los mismos.

El MPT puede constituir una herramienta de gran utilidad en el diseño de elementos de concreto reforzado con condiciones particulares de geometría o de carga, o en situaciones para las cuales no existen otros métodos racionales y sencillos de diseño.

Por otro lado, el empleo de fibras de acero como refuerzo en concreto estructural, le proporciona propiedades muy benéficas para mejorar algunos de los mecanismos de resistencia a cortante como son: los esfuerzos residuales de tensión transmitidos a través de las grietas y la acción de arco o de puntal. Por ello se torna interesante evaluar la efectividad de las fibras de acero como refuerzo de elementos peraltados de concreto como son las vigas descritas en el programa experimental de este trabajo, en las cuales la relación a/d es aproximadamente de 1.3.

De acuerdo con los resultados obtenidos por Swamy (1974), Hennager y Doherty (1976), Batson (1972) y Sharma (1986) entre otros, se observa que el uso de fibras incrementa la resistencia al

primer agrietamiento, la resistencia última a tensión, la resistencia al cortante por fricción y la tenacidad a flexión del elemento. Por lo que el uso de fibras de acero no sólo resulta en un incremento de capacidad ante cargas, sino también en una mejora del comportamiento a la falla que cambia de frágil a dúctil o semi-dúctil y que es una de las características más importantes en el diseño por capacidad.

La mejoría de las propiedades del concreto reforzado con fibras (CRFA) es función de parámetros como la relación a/d , el volumen de las fibras utilizado y las características de anclaje o de rugosidad superficial de las fibras, principalmente.

De este modo se observó que para elementos con relación a/d del orden de entre 1 y 1.5, con contenidos de fibras de entre 1 y 2% en volumen, el incremento en la capacidad a cortante podía ser de hasta más del 100%, (Craig 1983) y consecuentemente, en elementos estructurales similares a los propuestos en este trabajo, la incorporación de fibras como refuerzo por cortante puede ser más significativa.

Recientemente, la recolección de diferentes resultados de ensayos de vigas reforzadas con fibras de acero (Parra-Montesinos, 2006) ha permitido que el Comité ACI 318 considere la incorporación de fibras deformadas de acero en el concreto como refuerzo mínimo por cortante para casos específicos, desde la edición de su reglamento en 2008. Las disposiciones del ACI 318-11 (2011) indican que las fibras de acero deben dosificarse en una cantidad mínima de 57 kg/m^3 , es decir 0.7% en volumen y que la capacidad del CRFA debe comprobarse experimentalmente mediante pruebas de resistencia a flexión. Sin embargo, los resultados experimentales indican que las disposiciones del ACI 318-11 son demasiado conservadoras, especialmente en elementos cuya relación a/d es menor o igual que 2, como es el caso de las vigas peraltadas.

A pesar de la tendencia de la resistencia a cortante a disminuir con el incremento de la relación a/d (Parra-Montesinos, 2006), se debe notar que el uso de fibras en fracciones de volumen mayor o igual a 0.5%, produce esfuerzos cortantes a la falla substancialmente mayores al máximo especificado en el ACI 318-11 para concreto normal ($2\sqrt{f'c}b_wd$) en (psi) o $[0.53\sqrt{f'c}b_wd]$ en $[\text{kgf/cm}^2]$, especialmente cuando se disminuye la relación a/d de los elementos estructurales. Lo anterior permite concluir que es precisamente en elementos peraltados donde el uso de fibras como refuerzo por cortante como suplemento o complemento del refuerzo mediante estribos, puede ser mejor aprovechado que en elementos esbeltos (o elementos de bajo peralte) cuyo comportamiento está dominado por flexión. Lo anterior debido al incremento de la resistencia a cortante proporcionada por el concreto por medio del mecanismo de acción de arco o de puntal.

Además, se puede especular que el uso de fibras de acero en combinación con estribos de acero para refuerzo por cortante, redundaría en una mejor distribución de grietas, una minimización de la penetración de las mismas en la zona de compresión, e incluso, un incremento en la capacidad ante fuerza cortante que permitiría la disminución de las cuantías de refuerzo tradicional en forma de estribos, lo que no sólo facilitaría la construcción de elementos con grandes concentraciones de

refuerzo, sino que representaría una solución más económica al empelar una menor cantidad de este.

Sin embargo, el alcance del programa experimental propuesto se concentra en determinar el incremento neto de capacidad a cortante y de deformación de elementos reforzados con fibras únicamente, con objeto de hacer un análisis cuantitativo del mejoramiento de las propiedades mecánicas del CRFA que a su vez permita desarrollar expresiones que permitan realizar un diseño de elementos de este material compuesto.

Los diseños de los especímenes de CRFA que se incluyen en forma detallada en el Apéndice A de este trabajo se basan en los resultados obtenidos por diferentes investigadores y a pesar de que la aplicabilidad de las consideraciones de diseño que se realizaron sólo puede ser comprobada mediante el ensaye de especímenes, todos los procedimientos de diseño resultaron en una disminución de la cuantía de refuerzo por cortante convencional solicitada mediante barras de acero.

Respecto a las diferencias entre las configuraciones de refuerzo obtenidas para los distintos procedimientos de diseño empleados, deben tenerse en cuenta que las bases y filosofías de diseño para los mismos elementos peraltados de concreto reforzado convencionalmente, son distintas para cada caso, de lo que se concluye que la concepción del fenómeno de cortante que se traduce en las expresiones de diseño de cada reglamento, es distinta y por lo tanto, las propuestas de diseño para elementos de CRFA partieron de las bases que cada reglamento establece.

Es interesante notar que en el caso de las NTC-C del RCDF (2004), se diferencia entre *vigas diafragma* y esbeltas a flexión, por medio de la relación claro libre a peralte total del elemento, L/h menor o igual que 2, para vigas de un solo claro simplemente apoyadas, y que a diferencia del reglamento ACI 318-11, los especímenes de este trabajo no clasifican como elementos de gran peralte o *vigas diafragma* como se denominan en las NTC-C del RCDF (2004). Esta diferencia en la clasificación de los especímenes provoca que las solicitaciones de refuerzo transversal sean distintas, siendo mucho mayores para *vigas diafragmas* que para las mismas vigas clasificadas como esbeltas a flexión.

De los diseños realizados para las vigas de CRFA, el diseño más optimista se refiere al MPT-1 (modelo sencillo) con incorporación de fibras de acero. La metodología de diseño propuesta, modifica los valores de los factores β que toman en cuenta el efecto del agrietamiento y del confinamiento por medio de refuerzo sobre la resistencia a compresión efectiva de los elementos del MPT. Este diseño indica que el elemento de CRFA no requeriría de refuerzo transversal para cortante en forma de estribos o barras, ya que no se requeriría de confinamiento en los puntales inclinados del MPT y las fibras de acero podrían proveer de una mayor capacidad de deformación de los especímenes y una mejor distribución su agrietamiento.

El diseño más conservador para las vigas de CRFA, se refirió al diseño basado en las expresiones propuestas por Williamson y Knab (1975) para calcular el esfuerzo cortante promedio en vigas de

CRFA. Dicha metodología de diseño para cortante, sigue el método propuesto por el ACI 318-11 para calcular la contribución de los estribos en la capacidad a cortante a la cual se suma la fuerza resistida por el concreto calculada a partir del esfuerzo de cortante promedio obtenido de una ecuación desarrollada empíricamente. Este diseño indicó que el concreto sería capaz de resistir el 61% de la sollicitación de diseño V_u , y el 39% restante debía ser resistido por estribos no. 3 con separación de 12 cm. De la misma forma que en el resto de los diseños de vigas de CRFA, se asumió que el refuerzo transversal horizontal para control de anchura y distribución de grietas en el elemento, no sería necesario por la presencia de las fibras.

Si bien el procedimiento de diseño anterior indica la necesidad de colocar estribos en una cuantía mayor a la mínima especificada, el incremento de la capacidad a cortante del concreto calculada, fue 43% mayor a la capacidad que se obtendría para concreto sin fibras con la ecuación (2.15) del reglamento ACI 318-11 y el objetivo de disminuir la cuantía de refuerzo transversal por cortante se cumpliría.

Adicionalmente, se debe considerar que la expresión de Williamson y Knab fue desarrollada en 1975 y en ese entonces no se contaba con los datos que Parra-Montesinos pudo recabar en 2006. Las nuevas evidencias experimentales fundamentan el resto de las consideraciones presentadas que resultan menos conservadoras en el cálculo de la capacidad a cortante del CRFA. Además, debe tomarse en cuenta que esa metodología de diseño del ACI 318-11, fue desarrollada para elementos esbeltos a flexión, y no toma en cuenta la distribución no lineal de las deformaciones, por lo que el MPT sería más adecuado para el diseño de una viga peraltada.

En todos los casos, los diseños presentados en el Apéndice A de este trabajo indican que los especímenes de prueba fallarían en cortante, lo cual es deseable para los objetivos del programa experimental. Sin embargo en general se debe buscar que los elementos estructurales fallen en flexión, a menos que se compruebe que las fibras permiten un mecanismo de falla por cortante con ductilidad apropiada, considerando que la capacidad de deformación y de disipación de energía de estos concretos, es adecuada.

A pesar de que el mejoramiento en el comportamiento y capacidad de elementos estructurales fabricados con CRFA, es significativo para elementos estructurales sujetos a esfuerzos cortantes altos, los resultados no han alcanzado gran popularidad en el gremio ingenieril de nuestro país. Lo anterior se puede atribuir a la falta de divulgación de los experimentos y sus resultados, pero sobre todo a que no se ha desarrollado evidencia experimental en México.

Por otro lado, la popularidad de los CRFA puede disminuir, al establecerse que la falta de consistencia en algunos datos experimentales, obligan a que el empleo de fibras de acero deba respaldarse con pruebas experimentales específicas para cada aplicación, no sólo de las propiedades mecánicas del material, sino también con ensayos de los elementos destino a escala natural, lo cual resulta bastante complejo cuando no se tienen las instalaciones y los equipos adecuados para este propósito.

En torno a lo anterior, resulta de gran importancia que los centros de investigación de nuestro país, participen en el desarrollo de programas experimentales como el propuesto en este trabajo, no sólo para confirmar los beneficios técnicos y constructivos del CRFA, sino también para generar una base de datos suficientemente extensa para permitir análisis estadísticos consistentes para diferentes investigaciones, materiales y características geométricas de los especímenes de prueba.

Para asegurar una mayor confiabilidad en los diseños de especímenes de CRFA, resulta imprescindible corroborar el comportamiento y la capacidad de dichos elementos con ensayos de los mismos a escala natural, sobre todo con los diseños que se basan en las propiedades medidas a partir de ensayos de tensión (ya sea uniaxial, por compresión diametral, etc.) ya que los ensayos realizados pueden presentar resultados significativamente diferentes por factores como el tamaño del espécimen, la orientación de las fibras en la matriz de concreto y la aleatoriedad de la distribución de las mismas.

Se debe tener en consideración que todos los diseños de vigas con CRFA realizados en este trabajo se sustentan en los resultados obtenidos experimentalmente por diferentes investigadores que han estudiado elementos que incluyen a las vigas peraltadas con relación a/d menor o igual a 1.8 y en los que se ha utilizado CRFA con contenido de fibras de al menos 0.7% en volumen.

6.2 Recomendaciones

Respecto a la clasificación de las NTC-C del RCDF (2004) sobre *vigas diafragma* a partir de la relación L/h del elemento, se recomienda considerar la aparente inconsistencia con otros reglamentos de diseño como el ACI 318-11, ya que a pesar de que las NTC-C del RCDF (2004) clasifica a la viga de estudio de este trabajo como elemento esbelto a flexión, es un hecho que el elemento no puede ser considerado como tal, sino como un elemento en el que se puede desarrollar un puntal de compresión directo entre las cargas y los apoyos y para su diseño debe tomarse en cuenta la distribución de deformaciones no lineal, o realizarse mediante el modelo de puntales y tensores como lo especifica el reglamento ACI 318-11. De lo anterior se deriva la necesidad de reconsiderar la aplicabilidad de la clasificación de elementos peraltados en la normatividad vigente de las NTC-C del RCDF.

A partir de los resultados de las diferentes investigaciones consultadas para la realización de este trabajo, se recomienda que el programa experimental propuesto se desarrolle no sólo con el objetivo de corroborar el mejoramiento de la capacidad a cortante del CRFA con respecto al concreto normal, sino que también se considere la generación de una amplia base de datos experimentales que permita establecer por un lado, la incorporación a las NTC-C del RCDF del uso de fibras de acero como refuerzo mínimo para cortante, como ya lo hizo el ACI 318-11, y por otro lado, que permita establecer un nivel de certidumbre adecuado para establecer los factores de resistencia pertinentes para la metodología de diseño de elementos de gran peralte con sustitución parcial de estribos por fibras de acero.

Se recomienda aprovechar el programa experimental propuesto para calibrar la efectividad del diseño de vigas peraltadas mediante el MPT y que éste se incorpore como herramienta de diseño

en las NTC-C del RCDF. Deberá insistirse que el MPT es aplicable, no sólo a elementos como los tratados en este documento, sino que es un método útil para el diseño y detallado de todo elemento cuya geometría presente regiones de discontinuidad.

Posterior a esto, las consideraciones para de diseño del MPT tendrán que calibrarse para su aplicación en el diseño de vigas peraltadas reforzadas con fibras de acero.

Para el desarrollo de programas experimentales que complementen al que se propone en este trabajo, se recomienda que se continúe con el estudio de fibras de acero deformadas con anclajes en los extremos y cuya relación de aspecto sea mayor o igual que 80; esto partiendo del hecho de que este tipo de fibras han demostrado un mejor desempeño que las hace las más adecuadas cuando se pretende su uso con fines estructurales.

BIBLIOGRAFÍA Y

REFERENCIAS

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

1. ACI 318, 2011, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. ACI Committee 318, American Concrete Institute, Detroit Michigan, 2011, 503 pp.
2. ACI Committee 445, 1999, "Recent Approaches to shear design of Structural Concrete" Journal of Structural Engineering. Vol. 124, No. 12, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan Diciembre, 55 pp.
3. ACI Committee 544.1R-96, 2002, "State of the Art Report of Fiber Reinforced Concrete" American Concrete Institute, Detroit, MI, Reapproved, 66 pp.
4. ACI Committee 544.2R-89, 1999 "Measurement of properties of Fiber Reinforced Concrete" American Concrete Institute, Detroit, MI, Reapproved, 12 pp.
5. ACI Committee 544.3R-93, 1998, "Guide for Specifying, Proportioning, Mixing, Placing, and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete" American Concrete Institute, Detroit, MI, Reapproved, 10 pp.
6. ACI Committee 544.4R-88, 1999, "Design considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete" American Concrete Institute, Detroit, MI, Reapproved, 18 pp.
7. Adebar, P., Mindess, S., St.-Pierre, D., and Olund, B., 1997, "Shear Tests of Fiber Concrete Beams Without Stirrups," ACI Structural Journal, V. 94, No. 1, Jan.-Feb., pp. 68-76.
8. Alcocer S.M., 1998, "Algunas tendencias del concreto estructural", *XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, I, Monterrey, México, Noviembre, pp. 3-27.
9. Altoubat, S.A. y Lange, D.A., 2001, "Creep, Shrinkage, and Cracking of Restrained Concrete at Early Age (Fluencia, Contracción y Fisuración del Concreto Restringido a Bajas Edades)," ACI Materials Journal, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, Julio-Agosto, pp. 323 a 331.
10. Aschheim M., Moehle J.P. y Mahin S.A., 1997, "Design and Evaluation of Reinforced Concrete Bridges for Seismic Resistance", Universidad de California en Berkeley, Marzo, 196 pp.
11. Ashour, S.A., Hasanain, G.S., and Wafa, F.F., 1992, "Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams," ACI Structural Journal, V. 89, No. 2, Mar.-Apr., pp. 176-184.
12. Ávila Omar, Carrillo Julián, Alcocer Sergio M., 2011, "Rehabilitación de muros de concreto usando CRFA: Ensayos en mesa vibradora", *Concreto y Cemento, Investigación y Desarrollo* V. 2 No. 2, Enero-Julio, pp. 2-17.
13. Banthia, N., Mindess, S., and Bentur, A., 1987, "Steel Fiber Reinforced Concrete under Impact," Proceedings of International Symposium on Fiber Reinforced Concrete (ISFRC-87), Madras, India, pp. 4.29-4.39.
14. Banthia, Nemkumar y Bindiganavile, V., 2001, "Repairing with Hybrid-Fiber-Reinforced Concrete (Reparo con Concreto Reforzado con Fibras Híbridas)," *Concrete International*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, Junio, pp. 29 - 32.
15. Barton D.L., Anderson R.B., Bouadi A., Jirsa J.O. y Breen J.E., 1991, "An Investigation of Strut-and-Tie Models for Dapped Beam Details", Informe 1127-1, Universidad de Texas en Austin, Mayo, 187 pp.
16. Batson, G., Ball. C., Bailey, L., Landers, E., and Hooks, J., 1972, "Flexural Fatigue Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams," ACI JOURNAL, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, Proceedings, Vol. 69, No. 11, Nov., pp. 673-677.
17. Belarbi, A., and Hsu, T. T. C., 1991, "Constitutive Laws of Reinforced Concrete in Biaxial Tension-Compression," Research Report UHCEE 91-2, University of Houston, Tex.
18. Biryukovich, K. L., and Yu, D. L., 1965, "Glass Fiber Reinforced Cement," traducido por G. L. Cairns, CERA Translation, No. 12, Civil Eng. Res. Assoc., London, 41 pp.
19. Braestrup, M. W., 1990, "Shear Strength Prediction— Plastic Method," Reinforced Concrete Deep, F. K. Kong, ed., Blackie and Son, London/Van Nostrand Reinhold, NewYork, pp. 182-203.

20. CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, 1978, International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures, Comité Euro-International du Béton, Paris, V. II.
21. Collins, M. P., and Mitchell, D., 1981, Discussion of "Shear and Torsion Design of Non-prestressed Concrete Beams," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 26, No. 6, pp. 96-118.
22. Craig, R. J., Mar. 4, 1983, "Design Procedures for Fibrous Concrete- shear, Moment and Torsion," *Proceedings, Structural Concrete Design Conference*, New Jersey Institute of Technology, Newark, pp. 253-284.
23. Craig, R. J., Mar. 4, 1983, "Design Procedures for Fibrous Concrete- shear, Moment and Torsion," *Proceedings, Structural Concrete Design Conference*, New Jersey Institute of Technology, Newark, pp. 253-284.
24. Craig, R.J., 1984, "Structural Applications of Reinforced Fibrous Concrete," *Concrete International: Design & Construction*, V. 6, No. 12, Dec., pp. 22-32.
25. Cucchiara C., Mendola L.L., and Papia M., 2004, "Effectiveness of Stirrups and Steel Fibres as Shear Reinforcement," *Cement and Concrete Composites*, V. 26, No. 7, Oct., pp. 777-786.
26. Departamento del Distrito Federal (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, 88 pp.
27. Departamento del Distrito Federal, (2004), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Gaceta Oficial del DDF*, 96 pp.
28. González Cuevas Oscar M., Fernández Villegas Francisco Robles, 2005, "Aspectos Fundamentales del Concreto reforzado" 4ta Ed. México, 802pp.
29. Gopalaratnam, V. S., and Shah, S. P., 1987, "Failure Mechanisms and Fracture of Fiber Reinforced Concrete," *Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications*, SP-105, American Concrete Institute, Detroit, pp. 1-25.
30. Gopalaratnam, V. S., Shah, S P., Batson, G., Criswell, M., Ramakrishnan, V., and Wecharatana, M., 1991, "Fracture Toughness of Fiber Reinforced Concrete," *ACI Materials Journal*, Vol. 88, No. 4, July-Aug., pp. 339-353.
31. Haber, Robert B., 1986, "Domes-Air Supported Forming: Will It Work?" *Concrete International: Design & Construction*, V. 8, No. 1, Jan., pp. 13-17.
32. Hannant, D. J., 1978, *Fibre Cements and Fibre Concretes*, John Wiley & Sons, Ltd., Chichester, United Kingdom, p. 53.
33. Hassoun, M. N., and Sahebjam, K., May 1985, "Plastic Hinge in Two-Span Reinforced Concrete Beams Containing Steel Fibers," *Proceedings, Canadian Society for Civil Engineering*, Montreal, pp. 119-139.
34. Henager, C. H., 1977a, "Ultimate Strength of Reinforced Steel Fibrous Concrete Beams," *Proceedings, Conference on Fiber-Reinforced Materials: Design and Engineering Applications*, Institution of Civil Engineers, London, pp. 165-173.
35. Henager, C.H., 1983, "Use of Steel Fiber Reinforced Concrete in Containment and Explosive Resistant Structures," *Symposium Proceedings, Interaction of Non- Nuclear Munitions with Structures*, U.S. Air Force Academy, Colorado, May, pp. 199-203.
36. Henager, Charles H., 1981, "Steel Fibrous Shotcrete: A Summary of the State-of-the-Art," *Concrete International Design & Construction*, V. 3, No. 1, Jan., pp. 50-58.
37. Henager, Charles H., and Doherty, Terrence J., Jan. 1976, "Analysis of Reinforced Fibrous Concrete Beams," *Proceedings, ASCE*, V 12, ST-1, pp. 177-188.
38. Hoff, G., 1987, "Durability of Fiber Reinforced Concrete in a Severe Marine Environment," *Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications*, SP-105, American Concrete Institute, Detroit, pp. 997- 1041.
39. Hsu, T. T. C., 1993, *Unified Theory of Reinforced Concrete*, CRC Press, Boca Raton, Fla.

40. Johnston, C.D., 1984, "Steel Fiber Reinforced Concrete Pavement Trials," *Concrete International: Design & Construction*, V. 6, No. 12, Dec., pp. 39-43.
41. Krenchel, H., and Shah, S., 1985, "Applications of Polypropylene Fibers in Scandinavia," *Concrete International*, Mar.
42. Kupfer, H., 1964, "Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit (Generalization of Mörsch's Truss Analogy Using the Principle of Minimum Strain Energy)," *Comite Euro-International du Beton, Bulletin d'Information*, No. 40, CEB, Paris, pp. 44-57.
43. Kwak, Y.-K., Eberhard, M.O., Kim, W.-S., and Kim, J., 2002, "Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams Without Stirrups," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 4, July-Aug., pp. 530-538.
44. Lankard, D. R., and Sheets, H. D., 1971, "Use of Steel Wire Fibers in Refractory Castables," *The American Ceramic Society Bulletin*, Vol. 50, No. 5, May. pp. 497-500.
45. Lankard, D.R., 1978, "Steel Fiber Reinforced Refractory Concrete," *Refractory Concrete*, SP-57, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, Detroit, pp. 241-263.
46. Lim, T.Y., Paramasivam, P., and Lee, S.L., 1987, "Shear and Moment Capacity of Reinforced Steel-Fibre-Concrete Beams," *Magazine of Concrete Research*, V. 39, No. 140, Sept., pp. 148-160.
47. Loov, R. E., and Patniak, A. K., 1994, "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 39, No. 1, pp. 48-109.
48. MacGregor J. G., 2002, "Derivation of strut and tie models for the 2002 ACI Code", Examples for the design of structural concrete with strut-and-tie models, Special Publication of ACI. American Concrete Institute, Farmington Hills., pp. 7-40
49. Mansur, M.A., Ong, K.C.G., and Paramasivam, P., 1986, "Shear Strength of Fibrous Concrete Beams Without Stirrups," *Journal of Structural Engineering*, V. 112, No. 9, Sept., pp. 2066-2079.
50. Marti, P., 1980, "Zur Plastischen Berechnung von Stahlbeton (On Plastic Analysis of Reinforced Concrete)," Report No. 104, Institute of Structural Engineering, ETH, Zurich.
51. Melamed, Assir, 1985, "Fiber Reinforced Concrete In Alberta," *Concrete International: Design & Construction*, V. 7, No. 3, Mar., pp. 47-50.
52. Morgan, D.R., and McAskill, Neil, 1984, "Rocky Mountain Tunnels Lined with Steel Fiber Reinforced Shotcrete," *Concrete International: Design & Construction*, V. 6, No. 12, Dec., pp. 33-38.
53. Mörsch, E., 1920, "Der Eisenbetonbau-Seine Theorie und Anwendung (Reinforced Concrete Construction—Theory and Application)," 5th Edition, Wittwer, Stuttgart, V. 1, Part 1.
54. Mörsch, E., 1922, "Der Eisenbetonbau-Seine Theorie und Anwendung," 5th Edition, Wittwer, Stuttgart, V. 1, Part 2.
55. Morse, D. C., and Williamson, G. R., 1977, "Corrosion Behavior of Steel Fibrous Concrete," Report No. CERL-TR-M-217, Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, May, 37 pp.
56. Naaman, A. E., and Homrich, J. R., 1989 "Tensile Stress-Strain Properties of SIFCON," *ACI Materials Journal*, Vol. 86, No. 3, May- June, pp. 244-25.
57. Naaman, A., Shah, S., and Throne, J., 1982, "Some Developments in Polypropylene Fibers for Concrete", SP-81, American Concrete Institute, Detroit, 1982, pp. 375-396.
58. Naaman, A. E., and Shah, Surendra P., 1976, "Pull-Out Mechanism in Steel Fiber Reinforced Concrete," *Proceedings, ASCE*, V. 102, ST8, Aug., pp. 1537-1548.
59. Nielsen, M. P., and Braestrup, N. W., 1975, "Plastic Shear Strength of Reinforced Concrete Beams," *Technical Report 3, Bygningstatiske Meddelelser*, V. 46.

60. Parra-Montesinos, G. 2006 a), "Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers, Evaluating an alternative to minimum transverse reinforcement", *Concrete International*, November 2006 pp. 58-65.
61. Parra-Montesinos, G., Wight, J.K., Dinh, H., Libbrecht, A., and Padilla, C., 2006 b), "Shear Strength of Fiber Reinforced Concrete Beams Without Stirrups," Report No. UMCEE 06-04, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 39 pp.
62. Pearlman, S. L., 1979, "Flexural Performance of Reinforced Steel Fiber Concrete Beams," MS thesis, Carnegie-Mellon University, Pittsburgh, Apr.
63. Ramakrishnan, V., 1987, "Materials and Properties of Fiber Concrete," Proceedings of the International Symposium on Fiber Reinforced Concrete, Dec., Madras, India, Vol. 1, pp. 2.3-2.23.
64. Ramakrishnan, V., and Josifek Charles, 1987, "Performance Characteristics and Flexural Fatigue Strength on Concrete Steel Fiber Composites," Proceedings of the International Symposium on Fibre Reinforced Concrete, Dec., Madras, India, pp. 2.73-2.84.
65. Ramirez, J. A., and Breen, J. E., 1991, "Evaluation of a Modified Truss-Model Approach for Beams in Shear," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 5, Sept.-Oct., pp. 562-571.
66. Reineck, K. H., 2002, "Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models", *ACI International SP-208*, October-November.
67. Reineck, K. H., 1991, "Modelling of Members with Transverse Reinforcement," *IABSE Colloquium on Structural Concrete*, IABSE Report, IABSE, Zurich, 62, pp. 481-488.
68. Ritter, W., 1899, "Die bauweise hennebique," *Schweizerische Bauzeitung*, V. 33, No. 7, pp. 59-61.
69. Rosenbusch, J., and Teutsch, M., 2002, "Trial Beams in Shear," Brite/Euram Project 97-4163, Final Report, Sub Task 4.2, Technical University of Braunschweig, pp. 94
70. Schlaich, J., Schäfer K., Jennewein M., 1987, "Toward a consistent design for structural concrete. *PCI-Journ.* V. 32, No. 3, 75-150.
71. Schlaich, J., Schäfer, I., and Jennewein, M., 1987, "Towards a Consistent Design of Structural Concrete," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 32, No. 3, pp. 74-150.
72. Schrader, E. K., 1971, "Studies in the Behavior of Fiber Reinforced Concrete," MS Thesis, Clarkson College of Technology, Potsdam.
73. Seong.-C. Lee, Cho J.-Y., and Vecchio F. J., 2011, "Diverse Embedment Model for Steel Fiber-Reinforced Concrete in Tension: Model Verification" Technical paper from the *ACI Materials Journal* V. 108, No. 5, Title 108-M56, September-October, 11 pp.
74. Shah, S. P., Stroeven, P., Dalhuisen, D., and Van Stekelenburg, P., 1978, "Complete Stress-Strain Curves for Steel Fibre Reinforced Concrete in Uniaxial Tension and Compression," *Testing and Test Methods of Fibre Cement Composites*, RILEM Symposium, Construction Press, Lancaster, pp. 399-408.
75. Sharma, A. K., 1986, "Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams," *ACI JOURNAL*, Proceedings V. 83, No.4, July-Aug. pp. 624-628.
76. Shcrader, Ernest K., 1989, "Fiber Reinforced Concrete", *ICOLD Bulletin 40*, International Committee on Large Dams, May, 22pp.
77. Steven H. Kosmatka, B. Kerkhoff, W.C. Panarese, y J- Tanesi, "Diseño y control de Mezclas de concreto" *PCA (Portland Cement Asociation) Skokie, Illinois*, 2004.
78. Suprenant, Bruce A. y Malisch, Ward R., 1999, "The fiber factor (El Factor de las Fibras)," *Concrete Construction*, Addison, Illinois, Octubre, pp. 43 a 46.
79. Swamy, R. N., and Al-Ta'an, Sa'ad A., 1981, "Deformation and Ultimate Strength in Flexure of Reinforced Concrete Beams Made with Steel Fiber Concrete," *ACI JOURNAL*, Proceedings V. 78, No. 5, Sept.-Oct., pp. 395-405.

80. Swamy, R. N., and Stavrides, H., 1979, "Influence of Fiber Reinforcement on Restrained Shrinkage and Cracking," ACI JOURNAL, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, Proceedings, Vol. 76, No. 3, Mar., pp. 443-460.
81. Swamy, R.N., Jones, R., and Chiam, A.T.P., 1993, "Influence of Steel Fibers on the Shear Resistance of Lightweight Concrete I-Beams," ACI Structural Journal, V. 90, No. 1, Ene.-Feb., pp. 103-114.
82. Talbot, A. N., 1909, "Tests of Reinforced Concrete Beams: Resistance to Web Stresses Series of 1907 and 1908," Bulletin 29, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL.
83. Tan, K.H., Murugappan, K., and Paramasivam, P., 1993, "Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams," ACI Structural Journal, V. 90, No. 1, Jan.-Feb., pp. 3-11.
84. Tatro, Stephen B., 1985, "The Effect of Steel Fibers on the Toughness Properties of Large Aggregate Concrete," M.S. Thesis, Purdue University, West Lafayette, Dec., 113 pp.
85. Trottier, Jean-Francois y Mahoney, Michael, 2001, "Innovative Synthetic Fibers (Fibras Sintéticas Innovadoras)," Concrete International, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, Junio, pp. 23 a 28.
86. Uribe C. M., Alcocer S. M, 2000, "Comportamiento de vigas peraltadas diseñadas con el modelo de puntales y tensores", CENAPRED, Coordinación de investigación, Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia, Agosto. 252 pp.
87. Vandenberghe, M.P., and Nemegeer, D.E., 1985, "Industrial Flooring With Steel Fiber Reinforced Concrete," Concrete International: Design & Construction, V. 7, No. 3, Mar., pp. 54-57.
88. Vecchio, F. J., and Collins, M. P., 1986, "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," ACI JOURNAL, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, Proceedings V. 83, No. 2, Mar.-Abr., pp. 219-231.
89. Visalvanich, Kitisak, and Naaman, Antoine E., 1983, "Fracture Model for Fiber Reinforced Concrete," ACI JOURNAL, Proceedings V. 80, No. 2, Mar.-Abr., pp. 128-138.
90. Vondran, Gary L., 1995, "Interground Fiber Cement in the Year 2000 (Cementos con Fibras Molidas Conjuntamente en el Año de 2000)," Emerging Technologies Symposium on Cements for the 21st Century, SP206, Portland Cement Association, Marzo, pp. 116 a 134.
91. Voo, J. Y. L., and Foster, S. J., 2003, "Variable Engagement Model for Fibre Reinforced Concrete in Tension," Uniciv Report No. R-420, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales, Junio, 86 pp.
92. Williamson, G. R., and Knab, L. I., 1975, "Full Scale Fibre Concrete Beam Tests," Fibre Reinforced Cement and Concrete, RILEM Symposium 1975, Construction Press, Lancaster, pp. 209-214.
93. Williamson, G. R., 1973, "Compression Characteristics and Structural Beam Design Analysis of Steel Fiber Reinforced Concrete," Technical Report No. M-62, U.S. Army Construction Engineering Research Laboratory, Champaign. Dec.
94. Williamson, G. R., 1978, "Steel Fibers as Web Reinforcement in Reinforced Concrete," Proceedings, U.S. Army Science Conference, West Point, V. 3, Junio, pp. 363-377.
95. Williamson, G. R., 1974, "The Effect of Steel Fibers on the Compressive Strength of Concrete", Fiber Reinforced Concrete, SP- 44, American Concrete Institute, Detroit, pp. 195-207.
96. Withey, M. O., 1908, "Tests of Plain and Reinforced Concrete Series of 1907," Bulletin of the University of Wisconsin, Engineering Series, V. 4, No. 2, pp. 1-66.
97. Wojtysiak, R., Borden, K. K., y Harrison P., 2001, "Evaluation of Fiber Reinforced Concrete for the Chicago Area – A Case Study", 2001.

Apéndices

Apéndice A

Diseño de los especímenes de prueba

Apéndice A Diseño de los especímenes de prueba

A.1 INTRODUCCIÓN

En este apéndice se presenta, de manera detallada, el proceso de diseño de los especímenes de prueba. Se presentan las memorias de diseño realizadas con diferentes procedimientos de diseño como el Modelo de Puntales y Tensores (MPT) de acuerdo con el Apéndice A del ACI 318-11 y las NTC-C del RCDF. Así mismo se presentan las memorias referentes a los especímenes de concreto reforzado con fibras de acero mediante la metodología propuesta para los elementos de CRFA.

Cada memoria de cálculo incluye el diseño por flexión, el diseño por cortante y el detallado del refuerzo del espécimen de prueba.

Dichos especímenes consisten en vigas simplemente apoyadas, con claro libre entre apoyos de 3.60 m, como se muestra en la figura A-1. Las vigas tienen 35 cm de anchura y 120 cm de peralte total. Se utilizó una resistencia nominal a la compresión de 300 kgf/cm^2 y un esfuerzo nominal de fluencia del refuerzo de $4\,200 \text{ kgf/cm}^2$. La anchura de las placas de apoyo y de aplicación de cargas es de 40 cm. El peso propio de los especímenes fu despreciado y la condición de carga consistió en dos cargas puntuales de 97 t, cada una aplicada en la parte superior de la viga, y con separación de 80 cm.

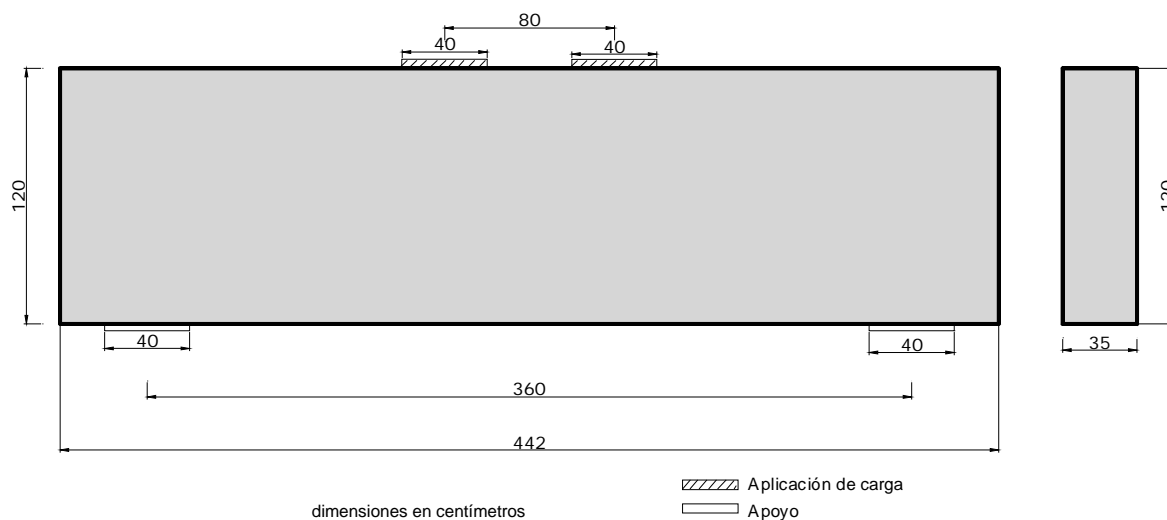


Figura A-1. Geometría y dimensiones de los especímenes

El diseño de los especímenes se desarrolló usando el programa Mathcad 15[®]. A continuación se presentan las impresiones correspondientes a cada condición y procedimiento de diseño.

A.2 Diseño de espécimen de prueba sin fibras conforme al Apéndice A del ACI 318-11 (MPT-1)

A.2.1 Propiedades de materiales y definición de unidades y constantes utilizadas en el diseño

$$\text{ton} := 1000\text{kg} \quad \text{psi} := \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad \text{ksi} := 70.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad 1000\text{psi} = 70.31 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Resistencia a la compresión del concreto} \quad f_c := 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Masa volumétrica del concreto} \quad w_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia de refuerzo longitudinal} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia de refuerzo transversal} \quad f_{yt} := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal y transversal} \quad E_s := 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Deformación de fluencia del refuerzo longitudinal} \quad \varepsilon_y := \frac{f_y}{E_s} \quad \varepsilon_y = 0.002$$

Factor de profundidad del bloque de compresión

$$\beta_1 := \text{if} \left(f_c \leq 4000 \cdot \text{psi}, 0.85, \text{if} \left(f_c > 8000 \cdot \text{psi}, 0.65, 1.05 - 0.05 \cdot \frac{f_c}{1000 \cdot \text{psi}} \right) \right)$$

$$\beta_1 = 0.84$$

A.2.2 Factores de carga y de reducción

$$\text{Factor de carga viva} \quad \gamma_{LL} := 1$$

$$\text{Factor de carga muerta} \quad \gamma_{DL} := 1$$

$$\text{Factor de reducción por cortante} \quad \phi_s := 0.75$$

$$\text{Factor de reducción por flexión} \quad \phi_f := 0.90$$

$$\text{Factor de reducción para modelo puntal-tensor} \quad \phi := 0.75 \quad \text{Sección 9.3.2.6}$$

A.2.3 Propiedades de la sección

$$\text{Longitud} \quad L := 4.42\text{m}$$

$$\text{Ancho} \quad b := 35\text{cm}$$

$$\text{Peralte} \quad h := 120\text{cm}$$

$$\text{Claro de cortante} \quad a_{\text{shear}} := 140\text{cm}$$

$$\text{Longitud de placas de apoyo} \quad l_p := 40\text{cm}$$

$$\text{Posición de placas a partir de paños} \quad d_{lp} := 21\text{cm}$$

Claro libre	$l_{\text{clear}} := L - 2 \left(\frac{l_p}{2} + dlp \right)$	$l_{\text{clear}} = 360 \cdot \text{cm}$
Volumen	$\text{Vol} := b \cdot h \cdot L$	$\text{Vol} = 1.86 \cdot \text{m}^3$
Peso	$W := w_c \cdot \text{Vol}$	$W = 4.46 \cdot \text{ton}$

A.2.4 Recubrimiento

Criterio ACI 318-11. La sección 7.7 del ACI 318-11 (2011) establece que para vigas y columnas de concreto no expuestas a condiciones ambientales severas o en contacto con la tierra, el recubrimiento mínimo de concreto es de 1.5 pulg. (50.8 mm).

Se empleará un recubrimiento libre medido entre la superficie de concreto y la rama transversal de los estribos de 5.55 cm, que supone que el refuerzo transversal se proporcionará mediante barras no. 3 por lo que el recubrimiento libre del refuerzo longitudinal será de 6.5cm

$$\text{rec} := 6.5\text{cm} \quad \text{rec}_{\text{libre}} := \text{rec} - \frac{3}{8}\text{in} = 5.55 \cdot \text{cm}$$

A.2.5 Distancias libres entre barras en dirección horizontal y vertical

La sección 7.6 del ACI 318-11 establece que la distancia libre mínima entre barras de un mismo lecho debe ser la mayor entre d_b y 1 plg. (25.4 mm). La distancia libre mínima entre lechos paralelos debe ser 1 plg. (25.4 mm).

Para este caso, la separación de los lechos estará determinada por los requerimientos geométricos de los puntales, tensores o zonas nodales como se verá más adelante.

La separación libre entre los lechos de refuerzo por flexión se propone de 9 cm.

$$s_v := 9\text{cm}$$

A.2.6 Cargas de diseño

- Cargas puntuales

$P := 97\text{ton}$	
$P_u := \gamma_{LL} \cdot P$	$P_u = 97.00 \cdot \text{ton}$
- Uniforme por peso propio

$\omega := \frac{W}{L}$	$\omega = 1008.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
$\omega_u := \gamma_{DL} \cdot \omega$	$\omega_u = 1008.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

A partir de las cargas de diseño, los elementos mecánicos que se presentan en la viga son los de la figura A-2.

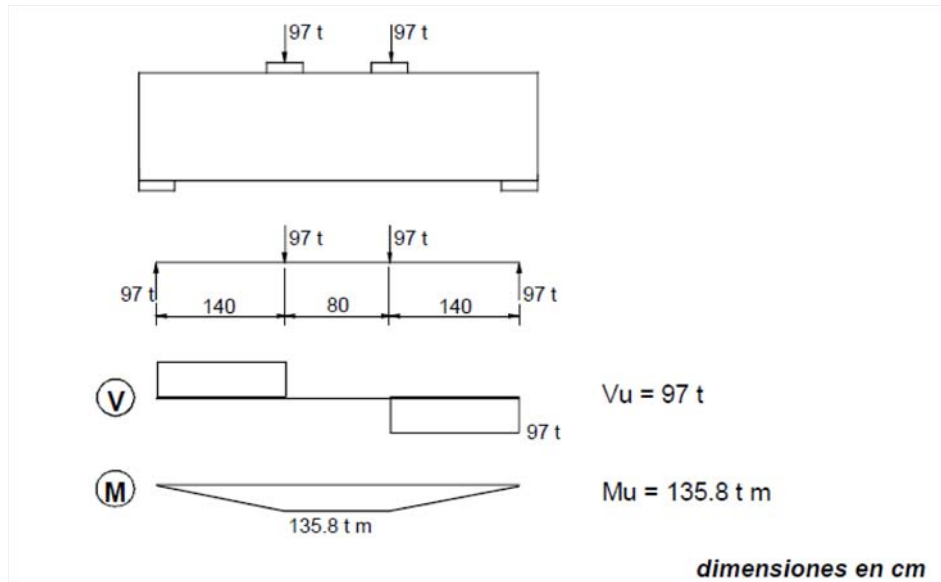


Figura A-2. Diagrama de cortante y de momento flexionante para la viga

A.2.7 Diseño por flexión (ACI 318-11 Capítulo 10)

Cálculo de los momentos máximos que se presentan en el tercio central del claro

- Por cargas vivas: $M_{LL} := P \cdot a_{\text{shear}}$ $M_{LL} = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$
 - Por peso propio: $M_{DL} := \frac{\omega \cdot l_{\text{clear}}^2}{8}$ $M_{DL} = 1.63 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$ $\frac{M_{DL}}{M_{LL}} = 1.20 \cdot \%$
- $$M_{u1} := \gamma_{LL} \cdot M_{LL} + \gamma_{DL} \cdot M_{DL} \quad M_{u1} = 137.43 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Considerando que el momento flexionante asociado con el peso propio es sólo el 1.2% del asociado con las cargas vivas, se desprecia el peso propio:

$$M_u := M_{LL} = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

A.2.7.1 Relación claro libre a peralte; Criterio ACI 10.7.1

De acuerdo con la sección 10.7.1 del ACI 318-11. Una viga peraltada es aquella cargada en una cara y apoyada en la cara opuesta, de modo que se puedan desarrollar puntales de compresión entre las cargas y los apoyos y tienen además:

- a) un claro libre, l_n igual o menor que 4 veces el peralte del elemento o
- b) regiones con cargas concentradas dentro de una distancia $2h$ desde la cara del apoyo

En el diseño de vigas peraltadas no son aplicables las hipótesis generales del diseño por flexión.

$$l_n := L - 2 \cdot (l_p + dlp) \quad l_n = 3.20 \cdot \text{m} \quad \frac{l_n}{h} = 2.67$$

Status := if($l_n \leq 4 \cdot h$, "Viga Peraltada", "Miembro esbelto a flexión") = "Viga Peraltada"

Por lo que este elemento se clasifica como:

Status = "Viga Peraltada"

Asumiendo 2 capas de refuerzo longitudinal por flexión mediante barras no. 8 y refuerzo transversal mediante barras no. 3, el centroide del acero de refuerzo a tensión se puede calcular a partir de la suma del recubrimiento libre, el diámetro del refuerzo transversal, el diámetro del refuerzo longitudinal y la mitad de la separación libre entre lechos del refuerzo longitudinal como sigue:

$$y_{st} := \text{rec}_{\text{libre}} + \frac{3}{8} \text{in} + \frac{8}{8} \cdot \text{in} + \frac{1}{2} s_v = 13.54 \cdot \text{cm}$$

El peralte efectivo de la sección es:

$$d := h - y_{st} \quad d = 106.46 \cdot \text{cm}$$

La figura A-3 presenta el detalle de la ubicación del refuerzo longitudinal por flexión.

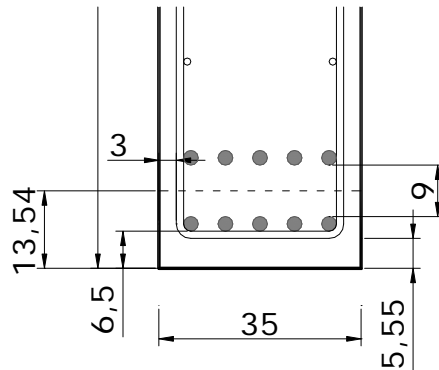


Figura A-3. Detalle de la ubicación del refuerzo longitudinal por flexión

A.2.7.2 Momento resistente

Partiendo del principio de diseño por capacidad, el momento actuante debe ser menor o igual que el momento nominal resistente (sección R9.1 del ACI 318-11):

$$M_u \leq \phi M_n$$

Y el momento nominal resistente se puede calcular como sigue:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

donde a , se refiere a la profundidad del bloque de compresión.

Asumiendo que la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es 1/4 del peralte efectivo.

$$a_{\text{assum}} := 0.25 \cdot d$$

$$a_{\text{assum}} = 26.61 \cdot \text{cm}$$

El área de refuerzo longitudinal requerida resulta:

$$A_{s\text{req}} := \frac{M_u}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{\text{assum}}}{2} \right)} \quad A_{s\text{req}} = 38.57 \cdot \text{cm}^2$$

Usando barras no. 8 para proporcionar el área requerida de acero de refuerzo:

$$a_s := \frac{(1\text{in})^2 \cdot \pi}{4} = 5.07 \cdot \text{cm}^2$$

El número de barras necesarias será:

$$n_{\text{bars}} := \frac{A_{\text{sreq}}}{a_s} \quad n_{\text{bars}} = 7.61$$

Utilizando 8 barras del No 8:

$$A_s := 8 \cdot a_s \quad A_s = 40.54 \cdot \text{cm}^2$$

Revisando la profundidad del bloque de esfuerzos propuesta inicialmente:

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad a = 19.08 \cdot \text{cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} \quad c = 22.80 \cdot \text{cm}$$

La deformación correspondiente en el acero a tensión será:

$$\epsilon_s := 0.003 \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) \quad \epsilon_s = 0.011$$

Status := if($\epsilon_s > \epsilon_y$, "refuerzo de tensión fluyendo", "refuerzo de tensión no fluyendo")

Status = "refuerzo de tensión fluyendo"

La cuantía de refuerzo longitudinal a tensión será: $\rho_l := \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho_l = 0.011$

Por lo que el momento nominal resistente será:

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad M_n = 165.01 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad M_u = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f \cdot M_n = 148.51 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Status := if($\phi_f \cdot M_n > M_u$, "O.K.", "Check") $\frac{\phi_f \cdot M_n}{M_u} = 1.09$

Status = "O.K."

A.2.7.3 Revisión de cuantías mínimas y máximas de refuerzo longitudinal

De acuerdo con la sección ACI 10.5.1, los límites de refuerzo mínimo son:

$$A_{\text{smin1}} := \frac{3\sqrt{f_c \cdot \text{psi}}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad A_{\text{smin1}} = 12.22 \cdot \text{cm}^2 \quad \frac{A_{\text{smin1}}}{b \cdot d} = 0.0033$$

$$A_{\text{smin2}} := \frac{200 \cdot \text{psi} \cdot b \cdot d}{f_y} \quad A_{\text{smin2}} = 12.47 \cdot \text{cm}^2 \quad \frac{A_{\text{smin2}}}{b \cdot d} = 0.0033$$

$$A_{\text{smin}} := \max(A_{\text{smin1}}, A_{\text{smin2}})$$

Status := if($A_s > A_{\text{smin}}$, "O.K.", "Check") Status = "O.K."

Si el refuerzo longitudinal mínimo se proporciona mediante barras no. 8:

$$n_{\text{bars}} := \frac{A_{\text{smin}}}{a_s} \quad n_{\text{bars}} = 2.46$$

Por lo tanto, se colocarán 3 barras no. 8 como refuerzo longitudinal mínimo en la zona de compresión de la viga.

Y el porcentaje de refuerzo longitudinal proporcionado en la zona de compresión de la viga es:

$$\rho_{\text{neg}} := \frac{3 \cdot a_s}{b \cdot d} \quad \rho_{\text{neg}} = 0.004$$

A.2.7.4 Revisión de la longitud de desarrollo y anclaje del refuerzo longitudinal (Sección ACI 12.11)

La longitud de desarrollo l_d que requiere una barra sujeta a tensión para desarrollar su esfuerzo de fluencia sin presentar problema de anclaje se obtiene como se indica en la sección 12.11.3 y 12.2.2 del ACI 318-11.

Para barras no 8:

$$\text{diámetro de la barra:} \quad d_b := 2.54 \text{ cm} \quad a_s = 5.07 \cdot \text{cm}^2$$

$$l_d := \frac{f_y}{5.3 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot d_b = 116.21 \cdot \text{cm} \quad \text{a menos que se coloque un gancho estándar}$$

El desarrollo mediante ganchos estándar en tensión conforme a la sección 12.5 del ACI 318-11 para barras No 8 con ganchos a 90°, con recubrimiento lateral normal al plano del gancho mayor de 2.5 pulg y mayor de 2pulg paralelo al gancho, está dado por:

$$l_{\text{dh}} := \frac{0.7 \cdot 0.075 \cdot f_y}{\sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot d_b = 32.34 \cdot \text{cm}$$

Además, la longitud del doblaje del gancho debe ser al menos doce veces el diámetro de la barra, es decir:

$$12d_b = 30.48 \cdot \text{cm}$$

A.2.7.5 Capacidad de carga asociada con el momento flexionante resistente

Teniendo en cuenta, el momento nominal obtenido, las cargas actuantes asociadas a este momento flexionante son de:

$$P^* := \frac{\phi_f \cdot M_n}{a_{\text{shear}}} = 106.08 \cdot \text{ton}$$

Con objeto de considerar la posible sobrerresistencia del elemento, se recalcula el momento nominal considerando que el esfuerzo que puede desarrollar el refuerzo longitudinal es de $1.25 f_y$:

$$M_{n^{**}} := \phi_f \cdot A_s \cdot 1.25 f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 185.64 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Por lo que las cargas asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^{**} := \frac{M_{n^{**}}}{a_{\text{shear}}} = 132.60 \cdot \text{ton}$$

A.2.8 Diseño por cortante (Apendice A) del ACI 318-11

De acuerdo con la sección 11.7 del ACI 318-11, Las vigas peraltadas deben ser diseñadas tomando en cuenta una distribución de deformaciones no lineal o mediante el apéndice A del ACI 318-11 referente al modelo de puntales y tensores. En cualquier caso, se debe proveer una mínima distribución de refuerzo acorde con la sección 11.7.4.

A.2.8.1 Geometría del modelo de puntales y tensores (MPT-1)

Para el diseño por cortante de vigas peraltadas, el ACI 318-11 permite emplear el modelo de puntales y tensores. En este caso, el modelo a utilizar es el de la figura A-4 :

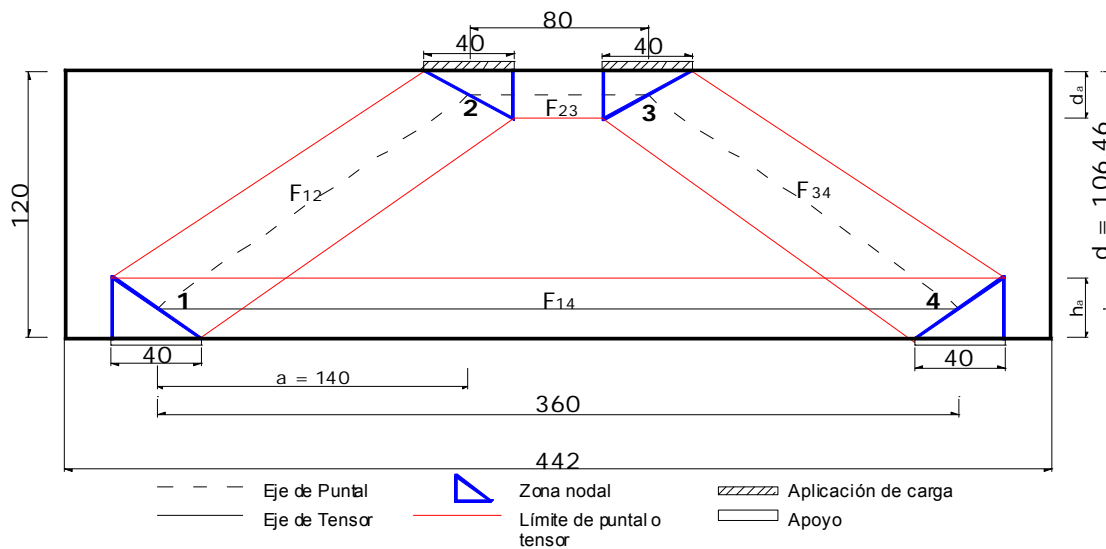


Figura A-4 -- Modelo de puntales y tensores empleado para diseño (MPT-1)

Primeramente se debe cumplir con la disposición de la sección 11.7.3, que indica que una viga peraltada debe ser proporcionada de modo que V_u , sea menor que:

$$V_{u\max} := \phi \cdot 2.65 \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d \quad \text{y dado que } V_u := 97\text{ton, la viga es adecuada.}$$

$$\text{Status} := \text{if}(V_u > V_{u\max}, \text{"Checar"}, \text{"OK"}) \quad \text{Status} = \text{"OK"}$$

Empleando la ubicación del refuerzo longitudinal calculado por flexión y asumiendo que d_a es 1/5 del peralte efectivo:

$$d_a := 0.20 \cdot d \quad d_a = 21.29 \cdot \text{cm}$$

De un recálculo asociado con la revisión de la cara vertical del nodo 2, se sabe que:

$$d_a := 21.60\text{cm}$$

Por lo que la recomendación de asumir que d_a es 1/5 del peralte efectivo es adecuada

Para calcular el ángulo de inclinación del puntal principal α y el brazo de palanca entre el puntal de la cuerda superior y el tensor de la cuerda inferior z se tiene:

$$\alpha := \operatorname{atan}\left(\frac{d - \frac{d_a}{2}}{a_{\text{shear}}}\right) \quad \alpha = 34.34 \cdot ^\circ$$

$$z := d - \frac{d_a}{2} = 95.66 \cdot \text{cm}$$

$$a_{\text{shear}} = 140.00 \cdot \text{cm}$$

Además se debe verificar que el ángulo de inclinación del puntal no sea mayor de 25° , (ACI 318-11))

Status := if($\alpha > 25 \cdot ^\circ$, "O.K.", "Check")

Status = "O.K."

A.2.8.2 Cálculo de las fuerzas en los elementos del MPT

Resolviendo la armadura por equilibrio, resulta:

$$l_{\text{clear}} = 3.60 \cdot \text{m}$$

$$P_u = 97.00 \cdot \text{ton}$$

$$P_T := P_u + \frac{\omega_u \cdot l_{\text{clear}}}{2} = 98.81 \cdot \text{ton}$$

$$F_{12} := \frac{P_T}{\sin(\alpha)}$$

$$F_{14} := \frac{P_T}{\tan(\alpha)}$$

$$F_{12} = 175.15 \cdot \text{ton}$$

$$F_{14} = 144.62 \cdot \text{ton}$$

$$F_{23} := F_{14}$$

$$F_{34} := F_{12}$$

La nomenclatura de las fuerzas de los elementos del MPT corresponden con los nodos a los que conectan. (Ver figura A-3)

A.2.8.3 Geometría de los nodos

De acuerdo con la sección A.5 del Apéndice A del ACI 318-11, la resistencia nominal de las zonas nodales F_{nn} debe ser:

$$F_{nn} = f_{ce} \cdot A_{nz}$$

Donde f_{ce} es la resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en A.5.2 y A_{nz} es la menor de:

- el área de la cara de una zona nodal en donde actúa F_u , tomada en forma perpendicular a la línea de acción de F_u o
- el área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

A.2.8.4 Revisión de los nodos del MPT

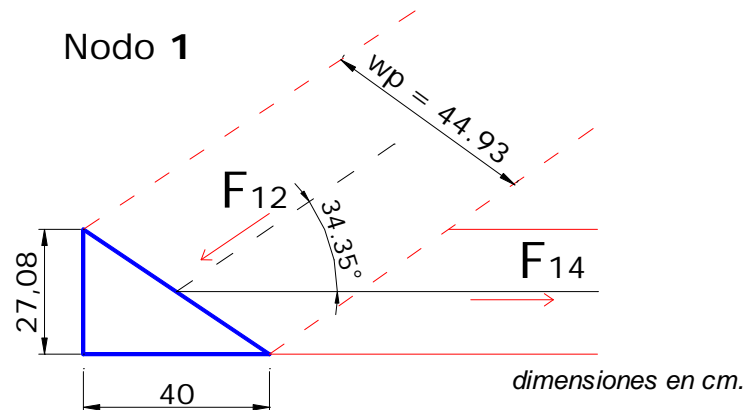


Figura A-5 --Geometría del nodo 1 (MPT-1)

La figura A-5 muestra la geometría del nodo 1 (MPT-1)

Nodo 1. Cara vertical:

De acuerdo con A.5.2.2, : En zonas nodales que anclan un tensor $\beta_n := 0.8$, y el esfuerzo de compresión efectivo f_{ce} esta dado por:

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 204.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \phi \cdot f_{ce} = 153.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área requerida para la cara del tensor sería:

$$A_{req} := \frac{F_{14}}{\phi \cdot f_{ce}} \quad A_{req} = 945.21 \cdot \text{cm}^2$$

Y la altura requerida del nodo sería:

$$h_{areq} := \frac{A_{req}}{b} \quad h_{areq} = 27.01 \cdot \text{cm} \quad b = 35.00 \cdot \text{cm}$$

$$h_a := 2 \cdot (y_{st}) \quad h_a = 27.08 \cdot \text{cm} \quad y_{st} = 13.54 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Status} := \text{if}(h_a > h_{areq}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

$$\frac{h_a}{h_{areq}} = 1.00 \quad \text{Por lo que la altura de la zona nodal es adecuada}$$

Nodo 1. Cara de apoyo

El esfuerzo de compresión efectivo sería:

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 204.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área de la cara de apoyo es:

$$l_p = 40.00 \cdot \text{cm} \quad A_{c1h} := b \cdot l_p \quad A_{c1h} = 1400.00 \cdot \text{cm}^2$$

Finalmente, la fuerza de compresión que el nudo podría resistir sería:

$$F_{n1} := f_{ce} \cdot A_{c1h} \quad F_{n1} = 285.60 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n1} = 214.20 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n1} > P_T, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."} \quad \frac{\phi \cdot F_{n1}}{P_T} = 2.17$$

Nodo 1. Cara del puntal

El ancho de la cara del puntal (de acuerdo con la figura 2.7) es:

$$w_p := h_a \cdot \cos(\alpha) + l_p \cdot \sin(\alpha) = 44.93 \cdot \text{cm} \quad \alpha = 34.34 \cdot ^\circ$$

Y el área correspondiente a la cara del puntal está dada por:

$$A_{c1i} := b \cdot (h_a \cdot \cos(\alpha) + l_p \cdot \sin(\alpha)) \quad A_{c1i} = 1572.39 \cdot \text{cm}^2$$

$$l_p = 40.00 \cdot \text{cm} \quad h_a = 27.08 \cdot \text{cm} \quad h_a = 27.08 \cdot \text{cm}$$

Por lo que la fuerza que dicha cara del nodo podría resistir será:

$$F_{n1} := f_{ce} \cdot A_{c1i} \quad F_{n1} = 320.77 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n1} = 240.58 \cdot \text{ton}$$

$$F_{12} = 175.15 \cdot \text{ton} \quad \frac{\phi \cdot F_{n1}}{F_{12}} = 1.37$$

Status := if($\phi \cdot F_{n1} > F_{12}$, "O.K.", "Check")

Status = "O.K."

Nodo 2

La figura A-6. muestra la geometría del nodo 2 (MPT-1)

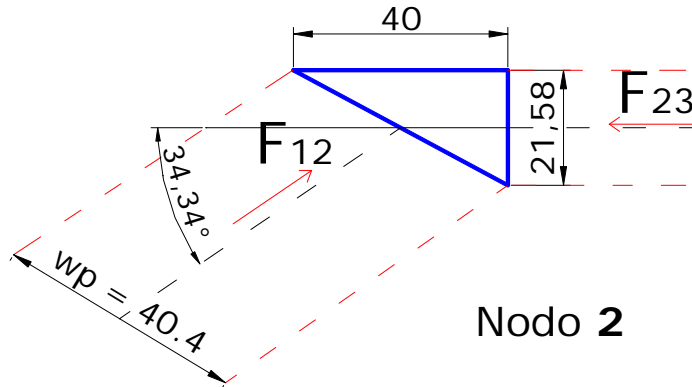


Figura A-6 -- Geometría del nodo 2 (MPT-1)

Nodo 2. Cara vertical (puntal de la cuerda superior)

De acuerdo con la sección A.5.2.1: En zonas nodales limitadas por puntales y/o áreas de apoyo $\beta_n = 1$, y el esfuerzo efectivo de compresión está dado por:

$$\beta_n := 1.00 \quad f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 255.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área requerida para la cara del nodo sería:

$$A_{\text{req}} := \frac{F_{23}}{\phi \cdot f_{ce}} \quad A_{\text{req}} = 756.16 \cdot \text{cm}^2$$

Y la altura requerida del nodo sería:

$$d_{\text{areq}} := \frac{A_{\text{req}}}{b} \quad d_{\text{areq}} = 21.60 \cdot \text{cm} \quad d_a = 21.60 \cdot \text{cm}$$

Status := if($d_{\text{areq}} > 0.95 \cdot d_a \wedge d_{\text{areq}} < 1.05 \cdot d_a$, "O.K.", "Check")

Status = "O.K."

$$\frac{d_a}{d_{\text{areq}}} = 1.00$$

Por lo que la altura de la zona nodal es adecuada

Nodo 2. cara de apoyo:

El esfuerzo de compresión efectivo f_{ce} esta dado por:

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 255.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área de la cara de apoyo del nodo sería:

$$A_{c2h} := b \cdot l_p \quad A_{c2h} = 1400.00 \cdot \text{cm}^2$$

Por lo que la fuerza que puede soportar dicha cara del nodo es:

$$F_{n2} := f_{ce} \cdot A_{c2h} \quad F_{n2} = 357.00 \cdot \text{ton}$$

$$\phi \cdot F_{n2} = 267.75 \cdot \text{ton}$$

$$\frac{\phi \cdot F_{n2}}{P_u} = 2.76$$

Status := if($\phi \cdot F_{n2} > P_u$, "O.K.", "Check")

Status = "O.K."

Nodo 2. Cara del puntal inclinado

La anchura de la cara del puntal en el nodo 2 esta dada por:

$$d_a = 21.60 \cdot \text{cm}$$

$$d_a \cdot \cos(\alpha) = 17.83 \cdot \text{cm}$$

$$l_p = 40.00 \cdot \text{cm}$$

$$l_p \cdot \sin(\alpha) = 22.57 \cdot \text{cm}$$

$$(d_a \cdot \cos(\alpha) + l_p \cdot \sin(\alpha)) = 40.40 \cdot \text{cm}$$

Por lo que el área de dicha cara sería:

$$A_{c2i} := b \cdot (d_a \cdot \cos(\alpha) + l_p \cdot \sin(\alpha)) \quad A_{c2i} = 1414.03 \cdot \text{cm}^2$$

Y la fuerza que puede soportar dicha cara del nodo 2 resulta:

$$F_{n2} := f_{ce} \cdot A_{c2i}$$

$$F_{n2} = 360.58 \cdot \text{ton}$$

$$\phi \cdot F_{n2} = 270.43 \cdot \text{ton}$$

$$\frac{\phi \cdot F_{n2}}{F_{12}} = 1.54$$

Status := if($\phi \cdot F_{n2} > F_{12}$, "O.K.", "Check")

Status = "O.K."

A.2.8.5 Esfuerzos en puntales. ACI 318-11 A.3

De acuerdo con la sección A.3.1. La resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal, F_{ns} , debe tomarse como el menor valor calculado en ambos extremos del puntal.

$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cs}$$

Donde A_{cs} es el área de la sección transversal en un extremo del puntal

Puntal 1-2 (puntal inclinado)

La menor área de los dos extremos del puntal inclinado es:

$$A_{c12} := \min(A_{c1i}, A_{c2i}) \quad A_{c12} = 1414.03 \cdot \text{cm}^2$$

Para concreto de peso normal, $\lambda := 1.0$ de acuerdo con la sección 8.6.1 del ACI 318-11

Asumiendo que se trata de un puntal en forma de botella, en los que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos y asumiendo que no se previene deformación lateral y no se provee refuerzo en el alma, el factor β_s se debe tomar como:

$$\beta_s := 0.60 \cdot \lambda$$

Y el esfuerzo efectivo de compresión en el puntal es:

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c \quad f_{ce} = 153.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo que la capacidad de dicho puntal sería:

$$F_{n12} := f_{ce} \cdot A_{c12} \quad F_{n12} = 216.35 \cdot \text{ton}$$

$$\phi \cdot F_{n12} = 162.26 \cdot \text{ton} \quad F_{12} = 175.15 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n12} > F_{12}, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

$$\text{Status} = \text{"Check"}$$

$$\frac{\phi \cdot F_{n12}}{F_{12}} = 0.93$$

Dado que la capacidad del puntal es insuficiente, se debe proveer refuerzo transversal que cumpla con A.3.3, de modo que ahora el factor β_s se incrementará, y el esfuerzo de compresión efectivo será:

$$\beta_s := 0.75 \quad f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c \quad f_{ce} = 191.25 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo que la capacidad del puntal con refuerzo que cumpla A.3.3 sería:

$$F_{n12} := f_{ce} \cdot A_{c12} \quad F_{n12} = 270.43 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n12} = 202.82 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n12} > F_{12}, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

$$\text{Status} = \text{"O.K."}$$

$$\frac{\phi \cdot F_{n12}}{F_{12}} = 1.16$$

Ahora bien, si se considera al puntal como uno de forma prismática cuya sección transversal es uniforme a lo largo de toda su longitud, el factor β_s se incrementaría a 1.0

$$\beta_s := 1.0 \quad \text{Y el esfuerzo efectivo de compresión en el puntal es:}$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c \quad f_{ce} = 255.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

De modo que la capacidad del puntal también se incrementaría a:

$$F_{n12} := f_{ce} \cdot A_{c12} \quad F_{n12} = 360.58 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n12} = 270.43 \cdot \text{ton} \quad \frac{\phi \cdot F_{n12}}{F_{12}} = 1.54$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n12} > F_{12}, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

$$\text{Status} = \text{"O.K."}$$

Con lo anterior se observa que si se asume que el puntal es prismático, la viga no requeriría el uso de refuerzo que cumpla con A.3.3. Sin embargo, un refuerzo similar sería necesario por disposiciones de refuerzo mínimo transversal. Para este caso se considera adecuadamente conservador considerar que los puntales inclinados tienen forma de botella.

Puntal 2-3 (cuerda superior)

El área del puntal esta dado por:

$$A_{c3} := d_a \cdot b \quad A_{c3} = 756.00 \cdot \text{cm}^2 \quad d_a = 21.60 \cdot \text{cm}$$

Asumiendo que no se previene deformación lateral y no se provee refuerzo en el alma del puntal, ya que este es de sección transversal uniforme a lo largo de su longitud:

$$\beta_s := 1 \quad \text{Y el esfuerzo efectivo de compresión en el puntal es:}$$

$$f_{cu} := 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c \quad f_{cu} = 255.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo que la capacidad de dicho puntal sería:

$$F_{n23} := f_{cu} \cdot A_{c3} \quad F_{n23} = 192.78 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n23} = 144.59 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n23} > F_{23}, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

$$\text{Status} = \text{"Check"}$$

Sin embargo, puntal se puede considerar adecuado ya que:

$$\frac{\phi \cdot F_{n23}}{F_{23}} = 1.00$$

A.2.8.6 Revisión de los tensores

Tensor 1-4

De acuerdo con la sección A.4, la resistencia nominal de un tensor sin acero de presfuerzo, F_{nt} , debe calcularse como:

$$F_{nt} = A_{ts} \cdot f_y$$

Por lo que el área de acero requerida en el tensor sería:

$$A_{tsreq} := \frac{F_{14}}{\phi \cdot f_y} \quad A_{tsreq} = 45.91 \cdot \text{cm}^2$$

Usando barras no. 8: $a_s := \frac{(1\text{in})^2 \cdot \pi}{4} = 5.07 \cdot \text{cm}^2$

$$n_{bars} := \frac{A_{tsreq}}{a_s} \quad n_{bars} = 9.06$$

De modo que se deben emplear 10 barras no. 8 en toda la longitud del tensor 1-4.

$$A_s := 10 \cdot a_s \quad A_s = 50.67 \cdot \text{cm}^2$$

Por lo que ahora la capacidad a tensión del tensor será de:

$$F_{n14} := f_y \cdot A_s \quad F_{n14} = 212.82 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n14} = 159.61 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n14} > F_{14}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."} \quad \frac{\phi \cdot F_{n14}}{F_{14}} = 1.10$$

Lo anterior incrementa la capacidad a flexión originalmente calculada para 8 barras no. 8. de la siguiente manera:

$$M_n := \phi_f \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad M_n = 185.64 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Las cargas actuantes asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^* := \frac{M_n}{a_{shear}} = 132.60 \cdot \text{ton}$$

Con objeto de considerar la posible sobrerresistencia del elemento, se recalcula el momento nominal considerando que el esfuerzo que podría desarrollar el refuerzo longitudinal es de $1.25 f_y$:

$$M_{n^{**}} := \phi_f \cdot A_s \cdot 1.25f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 232.05 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Y las cargas asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^{**} := \frac{M_{n^{**}}}{a_{shear}} = 165.75 \cdot \text{ton}$$

A.2.8.7 Refuerzo transversal del alma - ACI A.3.3

Si se utiliza el valor de β_s especificado en A.3.3.2(a), el eje del puntal debe ser cruzado por el refuerzo diseñado para resistir la fuerza de tensión transversal resultante de la expansión de la fuerza de compresión en el puntal. Se permite suponer que la fuerza de compresión se expande en los puntales con una pendiente de 2 longitudinal a 1 transversal al eje del puntal.

Así, para un f'_c no mayor de 40 Mpa, se admite que las disposiciones anteriores se satisfacen cuando el eje del puntal es cruzado por filas de refuerzo que cumplen con la siguiente ecuación.

$$\sum_i \frac{A_{si}}{b_s \cdot s_i} \cdot \sin(\alpha_i) \geq 0.003$$

Recordando que la inclinación del puntal es: $\alpha = 34.34^\circ$

Donde A_{si} , es el área total de refuerzo de superficie con un espaciamiento s_i en la capa i de refuerzo con barras a un ángulo α_i con respecto al eje del puntal. (figura 2.10)

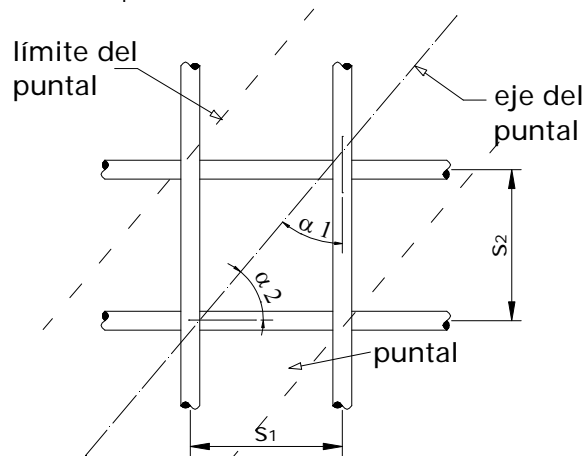


Figura 2.10 -- Refuerzo que cruza un puntal (Adaptada de ACI 318-11)

Dado que para el puntal 1-2, α es menor a 45° , el refuerzo vertical del alma es más eficiente que el refuerzo horizontal.

Además, para cumplir con las disposiciones de la sección 11.7.4; el refuerzo total distribuido sobre las dos caras laterales de la viga peraltada, debe cumplir con los mínimos siguientes: Refuerzo horizontal mínimo con barras no. 3 en cada cara, dado que el peralte del elemento es mayor a 36 pulg. (91.5 cm).

$$a_{sh} := \left(\frac{3}{8} \text{ in}\right)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 0.71 \cdot \text{cm}^2 \quad A_{sh} := 2 \cdot a_{sh} \quad A_{sh} = 1.43 \cdot \text{cm}^2$$

La separación máxima de las barras horizontales y longitudinales esta limitada en la sección 11.7.4 del ACI 318-11

$$s_{hmax} := \min\left(\frac{d}{5}, 12 \cdot \text{in}\right) \quad \text{Por lo que:} \quad s_{hmax} = 21.29 \cdot \text{cm}$$

Empleando una separación horizontal s_h de 15cm. $s_h := 15 \text{ cm}$

El refuerzo mínimo transversal especificado en la sección 11.7.4.1 del ACI 318-11 sería:

$$A_{vminh} := .0025 \cdot b \cdot s_h = 1.31 \cdot \text{cm}^2$$

Status := if($A_{vminh} < A_{sh}$, "OK", "check")

Status = "OK"

El porcentaje de refuerzo horizontal asociado sería:

$$\rho_h := \frac{A_{sh}}{b \cdot s_h} \quad \rho_h = 0.0027$$

Del mismo modo, proporcionando barras no. 3 como elementos del refuerzo vertical para control de grietas

$$a_{sv} := \left(\frac{3}{8}\text{in}\right)^2 \cdot \frac{\pi}{4} \quad A_{sv} := 2 \cdot a_{sv} \quad A_{sv} = 1.43 \cdot \text{cm}^2$$

La separación máxima del refuerzo vertical sería la misma determinada que para el refuerzo horizontal:

$$s_{vmax} := \min\left(\frac{d}{5}, 12 \cdot \text{in}\right) \quad s_{vmax} = 21.29 \cdot \text{cm}$$

y colocando barras no. 3 a cada 15 cm se tendría:

$$s_v := 15 \cdot \text{cm} \quad \text{Lo que resulta en una cuantía de:}$$

$$\rho_v := \frac{A_{sv}}{b \cdot s_v} = 0.0027 \quad A_{vminv} := .0025 \cdot b \cdot s_v = 1.31 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Status} := \text{if}(A_{vminv} < A_{sh}, \text{"OK"}, \text{"check"}) \quad \text{Status} = \text{"OK"}$$

Verificando el cumplimiento de las disposiciones de A.3.3:

$$\alpha = 34.34 \cdot ^\circ$$

$$\alpha_v := 90^\circ - \alpha = 55.66 \cdot ^\circ$$

$$\rho_v = \frac{A_{sv} \cdot \sin(90 \cdot \text{deg} - \alpha)}{b \cdot s_v}$$

$$\rho_h = \frac{A_{sh} \cdot \sin(\alpha)}{b \cdot s_h}$$

$$\rho_T := \rho_v \cdot \sin(90^\circ - \alpha) + \rho_h \cdot \sin(\alpha)$$

$$\rho_T = 0.0038$$

$$\frac{\rho_T}{0.003} = 1.26$$

$$\text{Status} := \text{if}(\rho_T > 0.003, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

Por lo tanto, se propone utilizar barras no. 3 a cada 15 cm tanto en dirección horizontal como vertical.

A.2.8.8 Refuerzo en caras de la viga de acuerdo con las disposiciones ACI 10.6.4

Por ultimo, la sección 10.6.7 del ACI 318-11, estipula que las caras laterales de elementos peraltados con altura h mayor de 36 pulg, deben ser uniformemente reforzadas en una distancia $h/2$ desde la cara de tensión. El espaciamiento mínimo de dicho refuerzo estará dado por la sección 10.6.4 donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo lateral a la cara lateral.

Considerando un recubrimiento horizontal mayor de 4cm y estribos del no. 3

$$c_c := \text{rec}_{\text{libre}} + \frac{3}{8}\text{in} = 6.50 \cdot \text{cm}$$

Se permite que $f_s = 2/3f_y$ para el refuerzo cercano a la cara de tensión del elemento.

$$f_s := \frac{2}{3} \cdot f_y = 2800.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo que el espaciamiento del refuerzo requerido será:

$$S := 38\text{cm} \cdot \frac{2800 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{f_s} - 2.5 \cdot c_c = 21.75 \cdot \text{cm}$$

Sin embargo, dicho espaciamiento no, no debe exceder de:

$$S_{\text{max}} := \frac{2800 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{f_s} \cdot 30\text{cm} = 30.00 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Status} := \text{if}(S > s_n, \text{"OK"}, \text{"check"}) \quad \text{Status} = \text{"OK"}$$

Por lo que el refuerzo longitudinal empleado cumple satisfactoriamente esta disposición.

A.2.9 COMENTARIOS

Para el caso del MPT, el hecho de cumplir con que la suma de porcentajes de refuerzo horizontal y vertical que atraviesan los puntales inclinados, sea mayor de 0.003, permite poder utilizar un factor β_s que resulta en que los puntales y las zonas nodales del modelo de puedan soportar las cargas de diseño.

En contraste, al suponer puntales de sección uniforme en su longitud no habría sido necesario cumplir con las disposiciones de A.3.3, pero si habría que cumplir con los requisitos mínimos del ACI 318-11 en su sección 11.7.4 sobre refuerzo mínimo para reducir y controlar los agrietamientos diagonales.

En este caso, los estribos no. 3 con separación de 15 cm, cumplen con la cuantía de acero mínima y la separación propuesta es menor a la máxima permitida.

El tensor de la cuerda inferior del MPT no es adecuado si se usa sólo el refuerzo que se obtuvo en el diseño por flexión (8 barras no. 8); por lo que fue necesario aumentar dicho refuerzo a 10 barras no.8, con lo que se observa que el MPT puede contemplar cambios de este tipo respecto a un diseño convencional.

Para que la cara vertical de los nodos 1 y 4 fuera la adecuada, el centroide del refuerzo por flexión y_{st} se incrementó, con lo cuál la separación vertical de los lechos de refuerzo por flexión resultó de 9 cm. Es por ello que la separación vertical del refuerzo por flexión se rigió por la geometría de las zonas nodales, puntales y tensores del modelo.

A.3 Diseño de espécimen de prueba sin fibras conforme al Apéndice A del ACI 318-11 (MPT-2)

A.3.1 Propiedades de materiales y definición de unidades y constantes utilizadas en el diseño

$$\text{ton} := 1000\text{kg} \quad \text{psi} := \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad \text{ksi} := 70.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad 1000\text{psi} = 70.31 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Resistencia a la compresión del concreto} \quad f_c := 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Masa volumétrica del concreto} \quad w_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia de refuerzo longitudinal} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia de refuerzo transversal} \quad f_{yt} := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal y transversal} \quad E_s := 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Deformación de fluencia del refuerzo longitudinal} \quad \varepsilon_y := \frac{f_y}{E_s} \quad \varepsilon_y = 0.002$$

Factor de profundidad del bloque de compresión

$$\beta_1 := \text{if} \left(f_c \leq 4000 \cdot \text{psi}, 0.85, \text{if} \left(f_c > 8000 \cdot \text{psi}, 0.65, 1.05 - 0.05 \cdot \frac{f_c}{1000 \cdot \text{psi}} \right) \right)$$

$$\beta_1 = 0.84$$

A.3.2 Factores de carga y de reducción

$$\text{Factor de carga viva} \quad \gamma_{LL} := 1$$

$$\text{Factor de carga muerta} \quad \gamma_{DL} := 1$$

$$\text{Factor de reducción por cortante} \quad \phi_s := 0.75$$

$$\text{Factor de reducción por flexión} \quad \phi_f := 0.90$$

$$\text{Factor de reducción para modelo puntal-tensor} \quad \phi := 0.75$$

Sección 9.3.2.6

A.3.3 Propiedades de la sección

$$\text{Longitud} \quad L := 4.42\text{m}$$

$$\text{Ancho} \quad b := 35\text{cm}$$

$$\text{Peralte} \quad h := 120\text{cm}$$

Claro de cortante	$a_{\text{shear}} := 140\text{cm}$	
Longitud de placas de apoyo	$l_p := 40\text{cm}$	
Posición de placas a partir de paños	$d_{lp} := 21\text{cm}$	
Claro Libre	$l_{\text{clear}} := L - 2\left(\frac{l_p}{2} + d_{lp}\right)$	$l_{\text{clear}} = 360 \cdot \text{cm}$
Volumen	$\text{Vol} := b \cdot h \cdot L$	$\text{Vol} = 1.86 \cdot \text{m}^3$
Peso	$W := w_c \cdot \text{Vol}$	$W = 4.46 \cdot \text{ton}$

A.3.4 Recubrimiento

Criterio ACI 318-11. La sección 7.7 del ACI 318-11 (2011) establece que para vigas y columnas de concreto no expuestas a condiciones ambientales severas o en contacto con la tierra, el recubrimiento mínimo de concreto es de 1.5 plg. (37.5 mm). Para elementos expuestos a la intemperie, el recubrimiento mínimo es de 2 plg. (50.8 mm).

Se empleará un recubrimiento libre medido entre la superficie de concreto y la rama transversal de los estribos de 5.55 cm, que supone que el refuerzo transversal se proporcionará mediante barras no. 3 por lo que el recubrimiento libre del refuerzo longitudinal será de 6.5 cm

$$\text{rec} := 6.5\text{cm} \quad \text{rec}_{\text{libre}} := \text{rec} - \frac{3}{8}\text{in} = 5.55 \cdot \text{cm}$$

A.3.5 Distancias horizontal y vertical libres entre barras

La sección 7.6 del ACI 318-11 establece que la distancia libre mínima entre barras de un mismo lecho debe ser la mayor entre d_b y 1 plg. (25.4 mm). La distancia libre mínima entre lechos paralelos debe ser 1 plg. (25.4 mm).

Para este caso, la separación de los lechos estará determinada por los requerimientos geométricos de los puntales, tensores o zonas nodales como se verá más adelante.

La separación libre entre los lechos de refuerzo por flexión se propone de 9 cm. $s_v := 9\text{cm}$

A.3.6 Cargas de diseño

- Cargas puntuales $P := 97\text{ton}$
 $P_u := \gamma_{LL} \cdot P$ $P_u = 97.00 \cdot \text{ton}$
- Uniforme por peso propio $\omega := \frac{W}{L}$ $\omega = 1008.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
 $\omega_u := \gamma_{DL} \cdot \omega$ $\omega_u = 1008.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

A partir de las cargas de diseño, los elementos mecánicos que se presentan en la viga son los de la figura A-2.

A.3.7 Diseño por flexión (ACI 318-11 Capítulo 10)

Cálculo de los momentos máximos que se presentan en el tercio central del claro

- Por cargas vivas: $M_{LL} := P \cdot a_{\text{shear}}$ $M_{LL} = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$
 - Por peso propio: $M_{DL} := \frac{\omega \cdot l_{\text{clear}}^2}{8}$ $M_{DL} = 1.63 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$ $\frac{M_{DL}}{M_{LL}} = 1.20 \cdot \%$
- $$M_{u1} := \gamma_{LL} \cdot M_{LL} + \gamma_{DL} \cdot M_{DL} \quad M_{u1} = 137.43 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Considerando que el momento flexionante asociado con el peso propio es sólo el 1.2% del asociado con las cargas vivas, se desprecia el peso propio:

$$M_u := M_{LL} = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

A.3.7.1 Relación claro libre a peralte; Criterio ACI 10.7.1

De acuerdo con la sección 10.7.1 del ACI 318-11. Una viga peraltada es aquella cargada en una cara y apoyada en la cara opuesta, de modo que se puedan desarrollar puntales de compresión entre las cargas y los apoyos y tienen además:

- un claro libre, l_n igual o menor que 4 veces el peralte del elemento o
- regiones con cargas concentradas dentro de una distancia $2h$ desde la cara del apoyo

En el diseño de vigas peraltadas no son aplicables las hipótesis generales del diseño por flexión.

$$l_n := L - 2 \cdot (l_p + d_p) \quad l_n = 3.20 \cdot \text{m} \quad \frac{l_n}{h} = 2.67$$

Status := if($l_n \leq 4 \cdot h$, "Viga Peraltada", "Miembro esbelto a flexión")

Por lo que este elemento se clasifica como: Status = "Viga Peraltada"

Asumiendo 2 capas de refuerzo longitudinal por flexión mediante barras no. 8 y refuerzo transversal mediante barras no. 3, el centroide del acero de refuerzo a tensión se puede calcular a partir de la suma del recubrimiento libre, el diámetro del refuerzo transversal, el diámetro del refuerzo longitudinal y la mitad de la separación libre entre lechos del refuerzo longitudinal como sigue:

$$y_{st} := \text{rec}_{\text{libre}} + \frac{3}{8} \cdot \text{in} + \frac{8}{8} \cdot \text{in} + \frac{1}{2} \cdot s_v = 13.54 \cdot \text{cm}$$

El peralte efectivo de la sección es:

$$d := h - y_{st} \quad d = 106.46 \cdot \text{cm}$$

La figura A-3 presenta el detalle de la ubicación del refuerzo longitudinal por flexión.

A.3.7.2 Momento resistente

Partiendo del principio de diseño por capacidad, el momento actuante debe ser menor o igual que el momento nominal resistente (sección R9.1 del ACI 318-11):

$$M_u \leq \phi M_n$$

Y el momento nominal resistente se puede calcular como sigue:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{donde } a, \text{ se refiere a la profundidad del bloque de compresión.}$$

Asumiendo que la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es 1/4 del peralte efectivo:

$$a_{\text{assum}} := 0.25 \cdot d$$

$$a_{\text{assum}} = 26.61 \cdot \text{cm}$$

El área de refuerzo longitudinal requerida resulta:

$$A_{s\text{req}} := \frac{M_u}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{\text{assum}}}{2} \right)} \quad A_{s\text{req}} = 38.57 \cdot \text{cm}^2$$

Usando barras no. 8 para proporcionar el área requerida de acero de refuerzo:

$$a_s := \frac{(1\text{in})^2 \cdot \pi}{4} = 5.07 \cdot \text{cm}^2$$

El número de barras necesarias será:

$$n_{\text{bars}} := \frac{A_{s\text{req}}}{a_s} \quad n_{\text{bars}} = 7.61$$

Utilizando 8 barras del No 8:

$$A_s := 8 \cdot a_s \quad A_s = 40.54 \cdot \text{cm}^2$$

Revisando la profundidad del bloque de esfuerzos propuesta inicialmente:

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad a = 19.08 \cdot \text{cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} \quad c = 22.80 \cdot \text{cm} \quad E_s = 2100000.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La deformación correspondiente en el acero a tensión será:

$$\epsilon_s := 0.003 \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) \quad \epsilon_s = 0.011$$

$$\text{Status} := \text{if}(\epsilon_s > \epsilon_y, \text{"refuerzo de tensión fluyendo"}, \text{"refuerzo de tensión no fluyendo"})$$

Status = "refuerzo de tensión fluyendo"

$$\text{La cuantía de refuerzo longitudinal en tensión será: } \rho_l := \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho_l = 0.011$$

Por lo que el momento nominal resistente será:

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad M_n = 165.01 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad M_u = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f \cdot M_n = 148.51 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi_f \cdot M_n > M_u, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

$$\frac{\phi_f \cdot M_n}{M_u} = 1.09$$

$$\text{Status} = \text{"O.K."}$$

A.3.7.3 Revisión de cuantías mínimas y máximas de refuerzo longitudinal

De acuerdo con la sección ACI 10.5.1, los límites de refuerzo mínimo son:

$$A_{smin1} := \frac{3\sqrt{f_c \cdot \text{psi}}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad A_{smin1} = 12.22 \cdot \text{cm}^2 \quad \frac{A_{smin1}}{b \cdot d} = 0.0033$$

$$A_{smin2} := \frac{200 \cdot \text{psi} \cdot b \cdot d}{f_y} \quad A_{smin2} = 12.47 \cdot \text{cm}^2 \quad \frac{A_{smin2}}{b \cdot d} = 0.0033$$

$$A_{smin} := \max(A_{smin1}, A_{smin2})$$

$$\text{Status} := \text{if}(A_s > A_{smin}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

Si el refuerzo longitudinal mínimo se proporciona mediante barras no. 8:

$$n_{bars} := \frac{A_{smin}}{a_s} \quad n_{bars} = 2.46$$

Por lo tanto, se colocarán 3 barras no. 8 como refuerzo longitudinal mínimo en la zona de compresión de la viga.

Y el porcentaje de refuerzo longitudinal proporcionado en la zona de compresión de la viga es:

$$\rho_{neg} := \frac{3 \cdot a_s}{b \cdot d} \quad \rho_{neg} = 0.004$$

A.3.7.4 Revisión de la longitud de desarrollo y anclaje del refuerzo longitudinal (Sección ACI 12.11)

La longitud de desarrollo l_d que requiere una barra sujeta a tensión para desarrollar su esfuerzo de fluencia sin presentar problema de anclaje se obtiene como se indica en la sección 12.11.3 y 12.2.2 del ACI 318-11.

Para barras No 8:

$$\text{diámetro de la barra:} \quad d_b := 2.54\text{cm} \quad a_s = 5.07 \cdot \text{cm}^2$$

$$l_d := \frac{f_y}{5.3 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot d_b = 116.21 \cdot \text{cm} \quad \text{a menos que se coloque un gancho estándar}$$

El desarrollo mediante ganchos estándar en tensión conforme a la sección 12.5 del ACI 318-11 para barras No 8 con ganchos a 90°, con recubrimiento lateral normal al plano del gancho mayor de 2.5 pulg y mayor de 2pulg paralelo al gancho, está dado por:

$$l_{dh} := \frac{0.7 \cdot .075 \cdot f_y}{\sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot d_b = 32.34 \cdot \text{cm}$$

Además, la longitud del doblez del gancho debe ser al menos doce veces el diámetro de la barra, es decir:

$$12d_b = 30.48 \cdot \text{cm}$$

A.3.7.5 Capacidad de carga asociada con el momento flexionante resistente

Teniendo en cuenta, el momento nominal obtenido, las cargas actuantes asociadas a este momento flexionante son de:

$$P^* := \frac{\phi_f \cdot M_n}{a_{\text{shear}}} = 106.08 \cdot \text{ton}$$

Del mismo modo, calculando el momento nominal considerando que el esfuerzo en el acero que podría desarrollarse es de $1.25 f_y$ (contemplando una sobrerresistencia del elemento).

$$M_{n^{**}} := \phi_f \cdot A_s \cdot 1.25 f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 185.64 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Y las cargas asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^{**} := \frac{M_{n^{**}}}{a_{\text{shear}}} = 132.60 \cdot \text{ton}$$

A.3.8 Diseño por cortante (Apéndice A) del ACI 318-11

De acuerdo con la sección 11.7 del ACI 318-11, Las vigas peraltadas deben ser diseñadas tomando en cuenta una distribución de deformaciones no lineal o mediante el apéndice A del ACI 318-11 referente al modelo de puntales y tensores. En cualquier caso, se debe proveer una mínima distribución de refuerzo acorde con la sección 11.7.4.

A.3.8.1 Geometría del modelo de Puntales y tensores (MPT-2)

Para el diseño por cortante de vigas peraltadas, el ACI318-11, establece como válido emplear el modelo de puntales y tensores. En este caso, el modelo a utilizar es el de la figura A-7:

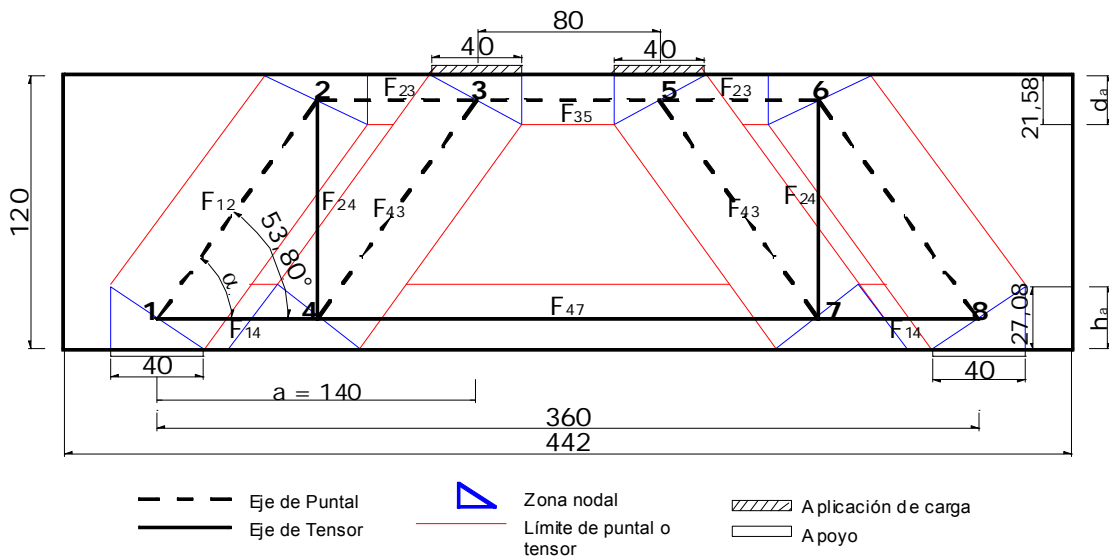


Figura A-7 -- Modelo de puntales y tensores (MPT-2)

Primeramente se debe cumplir con la disposición de la sección 11.7.3, que indica que una viga peraltada debe ser proporcionada de modo que V_u , sea menor que:

$$V_{u\max} := \phi \cdot 2.65 \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d \quad \text{y dado que } V_u := 97\text{ton, la viga es adecuada.}$$

$$\text{Status} := \text{if}(V_u > V_{u\max}, \text{"Checar"}, \text{"OK"}) \quad \text{Status} = \text{"OK"}$$

Empleando la ubicación del refuerzo longitudinal calculado por flexión y asumiendo que d_a es 1/5 del peralte efectivo:

$$d_a := 0.20 \cdot d \quad d_a = 21.29 \cdot \text{cm}$$

De un recálculo asociado con la revisión de la cara vertical del nodo 2, se sabe que:

$$d_a := 21.60\text{cm}$$

Por lo que la recomendación de asumir que d_a es 1/5 del peralte efectivo es adecuada.

Para calcular el ángulo de inclinación del puntal principal α y el brazo de palanca entre el puntal de la cuerda superior y el tensor de la cuerda inferior z se tiene:

$$\alpha := \text{atan} \left(\frac{d - \frac{d_a}{2}}{\frac{a_{\text{shear}}}{2}} \right) \quad \alpha = 53.80 \cdot ^\circ \quad z := d - \frac{d_a}{2} = 95.66 \cdot \text{cm}$$

$$a_{\text{shear}} = 140.00 \cdot \text{cm}$$

Además se debe verificar que el ángulo de inclinación del puntal no sea mayor de 25° , (ACI 318-11))

$$\text{Status} := \text{if}(\alpha > 25 \cdot ^\circ, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

A.3.8.2 Cálculo de las fuerzas en los elementos del MPT

Resolviendo la armadura por equilibrio, resulta:

$$P_u = 97.00 \cdot \text{ton}$$

$$l_{\text{clear}} = 3.60 \cdot \text{m}$$

$$P_T := P_u + \frac{\omega_u \cdot l_{\text{clear}}}{2} = 98.81 \cdot \text{ton}$$

$$F_{12} := \frac{P_T}{\sin(\alpha)}$$

$$F_{14} := \frac{P_T}{\tan(\alpha)}$$

$$F_{12} = 122.44 \cdot \text{ton}$$

$$F_{14} = 72.31 \cdot \text{ton}$$

$$F_{43} := F_{12} = 122.44 \cdot \text{ton}$$

$$F_{23} := F_{14} = 72.31 \cdot \text{ton}$$

$$F_{24} := P_T = 98.81 \cdot \text{ton}$$

$$F_{35} := F_{23} + F_{43} \cdot \cos(\alpha) = 144.62 \cdot \text{ton}$$

$$F_{47} := F_{14} + F_{43} \cdot \cos(\alpha) = 144.62 \cdot \text{ton}$$

La nomenclatura de las fuerzas de los elementos del MPT corresponden con los nodos a los que conectan. (Ver figura A-5)

A.3.8.3 Geometría de los nodos

De acuerdo con la sección A.5 del Apéndice A del ACI 318-11, la resistencia nominal de las zonas nodales F_{nn} debe ser:

$$F_{nn} = f_{ce} \cdot A_{nz}$$

Donde f_{ce} es la resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en A.5.2 y A_{nz} es la menor de:

- el área de la cara de una zona nodal en donde actúa F_u , tomada en forma perpendicular a la línea de acción de F_u o
- el área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

A.3.8.4 Revisión de los nodos del MPT

La figura A-8 muestra la geometría del nodo 1 (MPT-2)

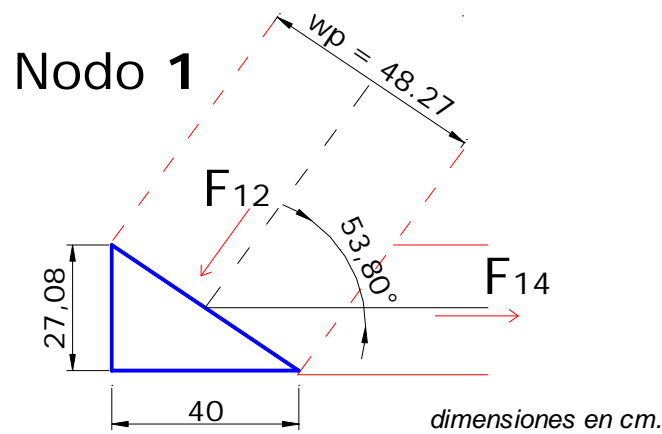


Figura A-8 --Geometría del nodo 1 (MPT-2)

Nodo 1. Cara Vertical:

De acuerdo con A.5.2.2: En zonas nodales que anclan un tensor $\beta_n := 0.8$, y el esfuerzo de compresión efectivo f_{ce} esta dado por:

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 204.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \phi \cdot f_{ce} = 153.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área requerida para la cara del tensor sería:

$$A_{req} := \frac{F_{14}}{\phi \cdot f_{ce}} \quad A_{req} = 472.60 \cdot \text{cm}^2$$

Y la altura requerida del nodo sería:

$$h_{areq} := \frac{A_{req}}{b} \quad h_{areq} = 13.50 \cdot \text{cm} \quad b = 35.00 \cdot \text{cm}$$

$$h_a := 2 \cdot (y_{st}) \quad h_a = 27.08 \cdot \text{cm} \quad y_{st} = 13.54 \cdot \text{cm} \quad \frac{h_a}{h_{areq}} = 2.01$$

Status := if($h_a > h_{areq}$, "O.K.", "Check")

Status = "O.K."

Por lo que la altura de la zona nodal es adecuada

Nodo 1. Cara de apoyo:

El esfuerzo de compresión efectivo sería:

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c$$

$$f_{ce} = 204.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área de la cara de apoyo es:

$$l_p = 40.00 \cdot \text{cm}$$

$$A_{c1h} := b \cdot l_p$$

$$A_{c1h} = 1400.00 \cdot \text{cm}^2$$

Finalmente, la fuerza de compresión que el nudo podría resistir sería:

$$F_{n1} := f_{ce} \cdot A_{c1h}$$

$$F_{n1} = 285.60 \cdot \text{ton}$$

$$\phi \cdot F_{n1} = 214.20 \cdot \text{ton}$$

Status := if($\phi \cdot F_{n1} > P_T$, "O.K.", "Check")

Status = "O.K."

$$\frac{\phi \cdot F_{n1}}{P_T} = 2.17$$

Nodo 1. Cara del puntal:

El ancho de la cara del puntal (de acuerdo con la figura 2.7) es:

$$w_p := h_a \cdot \cos(\alpha) + l_p \cdot \sin(\alpha) = 48.27 \cdot \text{cm}$$

$$\alpha = 53.80 \cdot ^\circ$$

Y el área correspondiente a la cara del puntal está dada por:

$$A_{c1i} := b \cdot (h_a \cdot \cos(\alpha) + l_p \cdot \sin(\alpha))$$

$$A_{c1i} = 1689.53 \cdot \text{cm}^2$$

$$h_a = 27.08 \cdot \text{cm}$$

$$l_p = 40.00 \cdot \text{cm}$$

$$h_a = 27.08 \cdot \text{cm}$$

Por lo que la fuerza que dicha cara del nudo podría resistir será:

$$F_{n1} := f_{ce} \cdot A_{c1i}$$

$$F_{n1} = 344.66 \cdot \text{ton}$$

$$\phi \cdot F_{n1} = 258.50 \cdot \text{ton}$$

$$F_{12} = 122.44 \cdot \text{ton}$$

$$\frac{\phi \cdot F_{n1}}{F_{12}} = 2.11$$

Status := if($\phi \cdot F_{n1} > F_{12}$, "O.K.", "Check")

Status = "O.K."

Nodo 2

La figura A-9. muestra la geometría del nudo 2 (MPT-1)

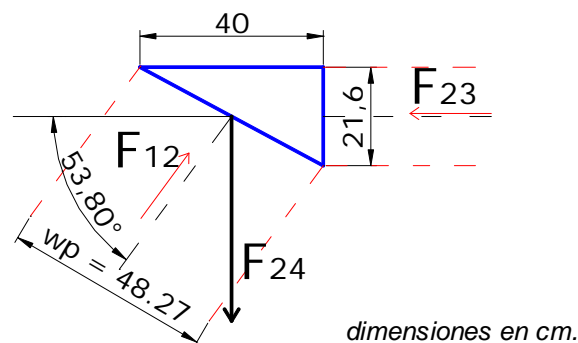
Nodo 2

Figura A-9 --Geometría del nudo 2 (MPT-2)

Nodo 2. Cara Vertical (cara del puntal de la cuerda superior):

De acuerdo con la sección A.5.2.2, en zonas nodales que anclan un tensor. $\beta_n := 0.8$

y el esfuerzo de compresión efectivo f_{ce} esta dado por:

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 204.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área requerida para la cara del tensor sería:

$$A_{req} := \frac{F_{23}}{\phi \cdot f_{ce}} \quad A_{req} = 472.60 \cdot \text{cm}^2$$

Y la altura requerida del nodo sería:

$$d_{areq} := \frac{A_{req}}{b} \quad d_{areq} = 13.50 \cdot \text{cm} \quad d_a = 21.60 \cdot \text{cm} \quad \frac{d_a}{d_{areq}} = 1.60$$

$$\text{Status} := \text{if}(d_{areq} < 1.05 \cdot d_a, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

Por lo que la altura de la zona nodal es adecuada

Nodo 2. Cara del puntal inclinado:

La anchura de la cara del puntal en el nodo 2 esta dada por:

$$(d_a \cdot \cos(\alpha) + l_b \cdot \sin(\alpha)) = w_p \quad w_p = 48.27 \cdot \text{cm}$$

Empleando el ancho de puntal calculado para revisión del nodo 1, sabemos que:

$$l_b := \frac{w_p - d_a \cdot \cos(\alpha)}{\sin(\alpha)} = 44.01 \cdot \text{cm} \quad d_a = 21.60 \cdot \text{cm}$$

$$l_b = 44.01 \cdot \text{cm} \quad d_a \cdot \cos(\alpha) = 12.76 \cdot \text{cm}$$

$$l_b \cdot \sin(\alpha) = 35.52 \cdot \text{cm} \quad (d_a \cdot \cos(\alpha) + l_b \cdot \sin(\alpha)) = 48.27 \cdot \text{cm}$$

El área de dicha cara del puntal inclinado en el nodo 2 resulta:

$$A_{c2i} := b \cdot (d_a \cdot \cos(\alpha) + l_b \cdot \sin(\alpha)) \quad A_{c2i} = 1689.53 \cdot \text{cm}^2$$

Finalmente la fuerza que puede soportar dicha cara del puntal en el nodo 2 sería:

$$F_{n2} := f_{ce} \cdot A_{c2i} \quad F_{n2} = 344.66 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n2} > F_{12}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \phi \cdot F_{n2} = 258.50 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} = \text{"O.K."} \quad \frac{\phi \cdot F_{n2}}{F_{12}} = 2.11$$

Por lo que el ancho del puntal inclinado es adecuado.

La figura A-10 muestra la geometría del nodo 3.

Nodo 3

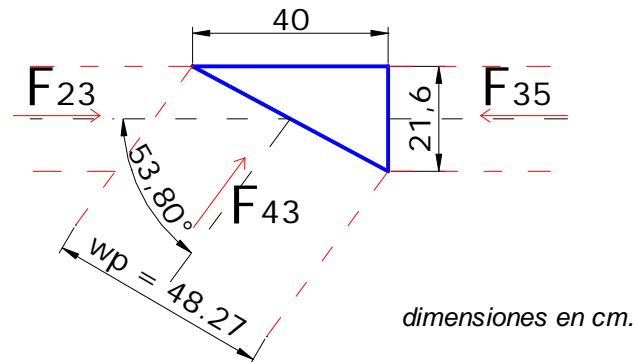


Figura A-10 --Geometría del nodo 3 (MPT-2)

Nodo 3. Cara vertical:

De acuerdo con la sección A.5.2.1: En zonas nodales limitadas por puntales y/o áreas de apoyo $\beta_n = 1$, y el esfuerzo efectivo de compresión está dado por:

$$\beta_n := 1.00 \quad f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 255.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área requerida para la cara del nodo sería:

$$A_{\text{req}} := \frac{F_{35}}{\phi \cdot f_{ce}} \quad A_{\text{req}} = 756.16 \cdot \text{cm}^2$$

Y la altura requerida de dicha cara del nodo sería:

$$d_{\text{areq}} := \frac{A_{\text{req}}}{b} \quad d_{\text{areq}} = 21.60 \cdot \text{cm} \quad d_a = 21.60 \cdot \text{cm} \quad \frac{d_a}{d_{\text{areq}}} = 1.00$$

Status := if($d_{\text{areq}} < 1.05 \cdot d_a$, "O.K.", "Check")

Status = "O.K."

Por lo que la altura de la zona nodal es adecuada

Nodo 3. Cara del puntal inclinado:

La anchura de la cara del puntal inclinado en el nodo 3 esta dada por :

$$(d_a \cdot \cos(\alpha) + l_p \cdot \sin(\alpha)) = w_p \quad d_a = 21.60 \cdot \text{cm}$$

$$l_p = 40.00 \cdot \text{cm} \quad w_p = 48.27 \cdot \text{cm} \quad f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c$$

Y el área requerida para la cara del puntal inclinado en el nodo sería:

$$A_{\text{req}} := \frac{F_{43}}{\phi \cdot f_{ce}} \quad A_{\text{req}} = 640.24 \cdot \text{cm}^2$$

Por lo que la anchura del puntal inclinado requerida sería:

$$w_{\text{preq}} := \frac{A_{\text{req}}}{b} \quad w_{\text{preq}} = 18.29 \cdot \text{cm} \quad \frac{w_p}{w_{\text{preq}}} = 2.64$$

Status := if($w_{\text{preq}} < 1.05 \cdot w_p$, "O.K.", "Check")

Status = "O.K."

Nodo 3. Cara de aplicación de carga:

El área requerida por el nodo 3 para soportar la carga aplicada es:

$$A_{\text{req}} := \frac{P_T}{\phi \cdot f_{ce}} \quad f_{ce} = 255.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad A_{\text{req}} = 516.68 \cdot \text{cm}^2$$

Y la respectiva anchura requerida de esa cara del nodo resulta:

$$l_{\text{areq}} := \frac{A_{\text{req}}}{b} \quad l_{\text{areq}} = 14.76 \cdot \text{cm} \quad \frac{l_p}{l_{\text{areq}}} = 2.71 \quad l_p = 40.00 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Status} := \text{if}(l_{\text{areq}} < 1.05 \cdot l_p, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

Por lo que la anchura de la placa de aplicación de carga es adecuada.

Nodo 4

La figura A-11 muestra la geometría del nodo 4.

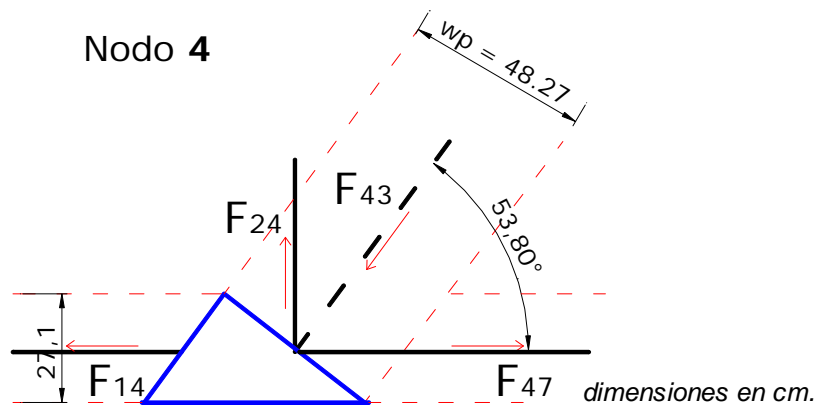


Figura A-11 --Geometría del nodo 4 (MPT-2)

Nodo 4. Cara Vertical:

De acuerdo con la sección A.5.2.2, en zonas nodales que anclan dos o más tensores $\beta_n = 0.6$, y el esfuerzo de compresión efectivo f_{ce} esta dado por:

$$\beta_n := 0.6 \quad f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 153.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto el área vertical requerida para dicho nodo sería:

$$A_{\text{req}} := \frac{F_{47}}{\phi \cdot f_{ce}} \quad A_{\text{req}} = 1260.27 \cdot \text{cm}^2$$

Y la anchura requerida de la respectiva cara del nodo sería:

$$h_{\text{areq}} := \frac{A_{\text{req}}}{b} \quad h_{\text{areq}} = 36.01 \cdot \text{cm} \quad h_a = 27.08 \cdot \text{cm} \quad y_{\text{st}} = 13.54 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Status} := \text{if}(h_{\text{areq}} < 1.05 \cdot h_a, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"Check"} \quad \frac{h_a}{h_{\text{areq}}} = 0.75$$

Los esfuerzos en la cara vertical del nodo 4 son mayores a los permisibles, por lo que se propone distribuir el acero del tensor F_{47} , en una distancia h_{areq} de 36 cm. Es decir que el centroide del acero de refuerzo para el tensor F_{47} , estará a 18 cm del paño inferior de la viga.

Nodo 4. Cara del puntal:

El esfuerzo de compresión efectivo en la zona nodal del nodo 4 es:

$$\beta_n = 0.6 \quad f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 153.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área requerida para la cara del nodo 4 que da al puntal inclinado sería:

$$A_{\text{req}} := \frac{F_{43}}{\phi \cdot f_{ce}} \quad A_{\text{req}} = 1067.06 \cdot \text{cm}^2$$

Por lo que la ancura de dicha cara del puntal inclinado en el nodo sería:

$$w_{\text{preq}} := \frac{A_{\text{req}}}{b} \quad w_{\text{preq}} = 30.49 \cdot \text{cm} \quad w_p := h_a \cdot \cos(\alpha) + l_p \cdot \sin(\alpha) = 48.27 \cdot \text{cm}$$

Status := if($l_{\text{areq}} < 1.05 \cdot w_p$, "O.K.", "Check") Status = "O.K."

$\frac{w_p}{w_{\text{preq}}} = 1.58$ Por lo que la anchura del puntal inclinado en el nodo 4 es adecuada.

A.3.8.5 Esfuerzos en puntales ACI 318-11-A.3

De acuerdo con la sección A.3.1. La resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal, F_{ns} , debe tomarse como el menor valor calculado en ambos extremos del puntal.

$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cs}$$

Donde A_{cs} es el área de la sección transversal en un extremo del puntal

Puntal 1-2 (puntal inclinado):

La menor área de los dos extremos del puntal inclinado es:

$$A_{c12} := \min(A_{c1i}, A_{c2i}) \quad A_{c12} = 1689.53 \cdot \text{cm}^2$$

Para concreto de peso normal $\lambda := 1.0$ de acuerdo con la sección 8.6.1 del ACI 318-11

Asumiendo que se trata de un puntal en forma de botella, en los que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos y asumiendo que no se previene la deformación lateral y no se provee refuerzo en el alma, el factor β_s se debe tomar como:

$\beta_s := 0.60 \cdot \lambda$ Y el esfuerzo efectivo de compresión en el puntal es:

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c \quad f_{ce} = 153.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo que la capacidad de dicho puntal sería:

$$F_{n12} := f_{ce} \cdot A_{c12} \quad F_{n12} = 258.50 \cdot \text{ton} \quad \frac{\phi \cdot F_{n12}}{F_{12}} = 1.58$$

$$F_{12} = 122.44 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n12} = 193.87 \cdot \text{ton}$$

Status := if($\phi \cdot F_{n12} > F_{12}$, "O.K.", "Check") Status = "O.K."

Aunque el puntal inclinado se considera con forma de botella, éste no requiere ser confinado con refuerzo que cumpla con A.3.3, pero la viga si requiere de refuerzo transversal para tomar la fuerza del tensor vertical F_{24} , En este caso es indistinto considerar un puntal con forma de botella o de sección uniforme, ya que este último, tiene mayor capacidad.

Puntal 2-3 (cuerda superior):

$$\text{El área del puntal 2-3 es: } A_{c3} := d_a \cdot b \quad A_{c3} = 756.00 \cdot \text{cm}^2 \quad d_a = 21.60 \cdot \text{cm}$$

Asumiendo que no se previene deformación lateral y no se provee refuerzo en el alma del puntal, ya que este es de sección transversal uniforme a lo largo de su longitud, tenemos:

$$\beta_s := 1 \quad \text{Y el esfuerzo efectivo de compresión en el puntal es:}$$

$$f_{cu} := 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c \quad f_{cu} = 255.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo que la capacidad de dicho puntal sería:

$$F_{n23} := f_{cu} \cdot A_{c3} \quad F_{n23} = 192.78 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n23} = 144.59 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n23} > F_{23}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."} \quad \frac{\phi \cdot F_{n23}}{F_{23}} = 2.00$$

Puntal 3-5 (cuerda superior):

$$\text{El área del puntal 3-5 es: } A_{c3} := d_a \cdot b \quad A_{c3} = 756.00 \cdot \text{cm}^2 \quad d_a = 21.60 \cdot \text{cm}$$

Asumiendo que no se previene deformación lateral y no se provee refuerzo en el alma del puntal ya que este es de sección transversal uniforme a lo largo de su longitud.

$$\beta_s := 1 \quad \text{Y el esfuerzo efectivo de compresión en el puntal es:}$$

$$f_{cu} := 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c \quad f_{cu} = 255.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_{35} = 144.62 \cdot \text{ton}$$

Por lo que la capacidad de dicho puntal sería:

$$F_{n35} := f_{cu} \cdot A_{c3} \quad F_{n35} = 192.78 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n35} = 144.59 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n35} > F_{35}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"Check"}$$

$$\text{Sin embargo, el puntal se puede considerarse adecuado ya que: } \frac{\phi \cdot F_{n35}}{F_{35}} = 1.00$$

A.3.8.6 Esfuerzos en los tensores

Tensor 1-4 (Cuerda inferior):

De acuerdo con la sección A.4, la resistencia nominal de un tensor sin acero de presfuerzo, F_{nt} , debe calcularse como:

$$F_{nt} = A_{ts} \cdot f_y$$

Por lo que el área de acero requerida en el tensor sería:

$$A_{tsreq} := \frac{F_{14}}{\phi \cdot f_y} \quad A_{tsreq} = 22.96 \cdot \text{cm}^2$$

Usando barras no. 8

$$a_s := \frac{(1\text{in})^2 \cdot \pi}{4} = 5.07 \cdot \text{cm}^2$$

$$n_{\text{bars}} := \frac{A_{\text{tsreq}}}{a_s}$$

$$n_{\text{bars}} = 4.53$$

De aquí se observa que para el tensor 1-4, es suficiente emplear 5 barras no. 8 de las requeridas por flexión. Sin embargo, por disposición de la sección R11.7.1 del ACI 318-11 el acero longitudinal de vigas peraltadas debe extenderse hasta los apoyos y ser adecuadamente anclada mediante, ganchos u otros dispositivos.

Tensor 4-7 (Cuerda inferior)

El área de acero requerida en el tensor 4-7 sería:

$$A_{\text{tsreq}} := \frac{F_{47}}{\phi \cdot f_y}$$

$$A_{\text{tsreq}} = 45.91 \cdot \text{cm}^2$$

Usando barras no. 8

$$n_{\text{bars}} := \frac{A_{\text{tsreq}}}{a_s}$$

$$n_{\text{bars}} = 9.06$$

Para este tensor, se necesita emplear 10 barras no. 8 con lo que se aumenta la cuantía de refuerzo por flexión.

$$A_s := 10 \cdot a_s$$

$$A_s = 50.67 \cdot \text{cm}^2$$

Por lo que ahora la capacidad a tensión del tensor será de:

$$F_{n47} := f_y \cdot A_s$$

$$F_{n47} = 212.82 \cdot \text{ton}$$

$$F_{47} = 144.62 \cdot \text{ton}$$

$$\phi \cdot F_{n47} = 159.61 \cdot \text{ton}$$

$$\frac{\phi \cdot F_{n47}}{F_{47}} = 1.10$$

Status := if($\phi \cdot F_{n47} > F_{47}$, "O.K.", "Check")

Status = "O.K."

Lo anterior incrementa el momento resistente nominal por aumento en el refuerzo por flexión y esta dado por:

$$M_n := \phi_f \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 185.64 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Las cargas actuantes asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^* := \frac{M_n}{a_{\text{shear}}} = 132.60 \cdot \text{ton}$$

Con objeto de considerar la posible sobrerresistencia del elemento, se recalcula el momento nominal considerando que el esfuerzo que podría desarrollar el refuerzo longitudinal es de $1.25 f_y$:

$$M_{n^{**}} := \phi_f \cdot A_s \cdot 1.25 f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 232.05 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Y las cargas asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^{**} := \frac{M_{n^{**}}}{a_{\text{shear}}} = 165.75 \cdot \text{ton}$$

Tensor 2-4 (Tensor vertical):

El área de acero requerida para este tensor es de:

$$A_{tsreq} := \frac{F_{24}}{\phi \cdot f_y} \quad A_{tsreq} = 31.37 \cdot \text{cm}^2 \quad F_{24} = 98.81 \cdot \text{ton}$$

Si se emplean barras no. 3, el número requerido de ellas sería:

$$a_s := \frac{\left(\frac{3}{8} \text{ in}\right)^2 \cdot \pi}{4} = 0.71 \cdot \text{cm}^2 \quad n_{bars} := \frac{A_{tsreq}}{2a_s} \quad n_{bars} = 22.01$$

empleando 22 barras no. 3, @ 6cm a manera de estribos cerrados tenemos:

$$A_s := 22 \cdot 2 \cdot a_s \quad A_s = 31.35 \cdot \text{cm}^2$$

Y la capacidad del tensor asociada al refuerzo proporcionado mediante estribos sería de:

$$F_{n24} := f_y \cdot A_s \quad F_{n24} = 131.68 \cdot \text{ton}$$

$$F_{24} = 98.81 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n24} = 98.76 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n24} > F_{24}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"Check"}$$

Sin embargo el refuerzo se considera adecuado ya que:

$$\frac{\phi \cdot F_{n24}}{F_{24}} = 1.00$$

Además la separación de las barras no. 3 se puede determinar dividiendo el area tributaria del tensor 2-4 (claro de cortante), entre el número de barras requeridas:

$$s_i := \frac{a_{shear}}{n_{bars}} \quad s_i = 6.36 \cdot \text{cm}$$

Por lo que las barras no.3 se colocarán a cada 6 cm de separación en forma de estribos cerrados.

A.3.8.7 Refuerzo transversal del alma

Además, para cumplir con las disposiciones de la sección 11.7.4; el refuerzo total distribuido sobre las dos caras laterales de la viga peraltada, debe cumplir con los mínimos siguientes:

Refuerzo horizontal mínimo con barras no. 3 en cada cara, dado que el peralte del elemento es mayor a 36 pulg. (91.5 cm).

$$a_{sh} := \left(\frac{3}{8} \text{ in}\right)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 0.71 \cdot \text{cm}^2 \quad A_{sh} := 2 \cdot a_{sh} \quad A_{sh} = 1.43 \cdot \text{cm}^2$$

La separación máxima de las barras horizontales y longitudinales esta limitada en la sección 11.7.4 del ACI 318-11

$$s_{hmax} := \min\left(\frac{d}{5}, 12 \cdot \text{in}\right) \quad \text{Por lo que:} \quad s_{hmax} = 21.29 \cdot \text{cm}$$

Empleando una separación horizontal s_h de 15cm. $s_h := 15 \text{ cm}$

El refuerzo mínimo transversal especificado en la sección 11.7.4.1 del ACI 318-11 sería:

$$A_{vmin} := .0025 \cdot b \cdot s_h = 1.31 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{status} := \text{if}(A_{vmin} < A_{sh}, \text{"OK"}, \text{"check"}) \quad \text{status} = \text{"OK"}$$

El porcentaje de refuerzo horizontal asociado sería:

$$\rho_h := \frac{A_{sh}}{b \cdot s_h} \quad \rho_h = 0.0027$$

Del mismo modo, proporcionando barras no. 3 como elementos del refuerzo vertical para control de grietas

$$a_{sv} := \left(\frac{3}{8}\text{in}\right)^2 \cdot \frac{\pi}{4} \quad A_{sv} := 2 \cdot a_{sv} \quad A_{sv} = 1.43 \cdot \text{cm}^2$$

La separación máxima del refuerzo vertical sería la misma determinada que para el refuerzo horizontal:

$$s_{vmax} := \min\left(\frac{d}{5}, 12 \cdot \text{in}\right) \quad s_{vmax} = 21.29 \cdot \text{cm}$$

y colocando barras no. 3 a cada 15 cm se tendría:

$$s_v := 15 \cdot \text{cm} \quad \text{Lo que resulta en una cuantía de:}$$

$$\rho_v := \frac{A_{sv}}{b \cdot s_v} = 0.0027 \quad A_{vminv} := .0025 \cdot b \cdot s_v = 1.31 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{status} := \text{if}(A_{vminv} < A_{sh}, \text{"OK"}, \text{"check"}) \quad \text{status} = \text{"OK"}$$

Por lo tanto: se observa que para las zonas que no atraviesan los puntales inclinados, (zonas fuera del claro de cortante) es adecuado utilizar estribos no. 3 a cada 15 cm verticalmente y barras no. 3 a cada 15cm en toda la longitud de la viga horizontalmente por requisitos mínimos.

A.3.8.8 Refuerzo en caras de la viga de acuerdo con las disposiciones ACI 10.6.4

Por ultimo, la sección 10.6.7 del ACI 318-11, estipula que las caras laterales de elementos peraltados con altura h mayor de 36 pulg, deben ser uniformemente reforzadas en una distancia $h/2$ desde la cara de tensión. El espaciamiento mínimo de dicho refuerzo estará dado por la sección 10.6.4 donde c_c es la menor distancia desde la superficie del refuerzo lateral a la cara lateral.

Considerando un recubrimiento horizontal mayor de 4cm y estribos del no. 3

$$c_c := \text{rec}_{\text{libre}} + \frac{3}{8}\text{in} = 6.50 \cdot \text{cm}$$

Se permite que $f_s = 2/3f_y$ para el refuerzo cercano a la cara de tensión del elemento.

$$f_s := \frac{2}{3} \cdot f_y = 2800.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo que el espaciamiento del refuerzo requerido será:

$$S := 38\text{cm} \cdot \frac{2800 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{f_s} - 2.5 \cdot c_c = 21.75 \cdot \text{cm}$$

Sin embargo, dicho espaciamiento no, no debe exceder de:

$$S_{\max} := \frac{2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{f_s} \cdot 30\text{cm} = 30.00 \cdot \text{cm}$$

status := if($S > s_h$, "ok", "chechar") status = "ok"

Por lo que el refuerzo longitudinal empleado cumple satisfactoriamente esta disposición.

A.3.9 COMENTARIOS

Este segundo modelo de puntales y tensores que contiene tensores verticales entre las cargas y los apoyos, resulta en cuantías de refuerzo transversal mayores que las del MPT-1.

Lo anterior se debe a que el MPT empleado supone que toda la carga vertical se transmitirá a través del tensor vertical y desprecia la posible contribución del concreto mediante un puntal directo entre la carga y el apoyo, como en el MPT-1.

En este caso, resulta irrelevante considerar puntales de botella o prismáticos, ya que ambos tipos de puntales son satisfactoriamente adecuados para resistir las fuerzas sin la necesidad de proporcionar acero de confinamiento de acuerdo con la sección A.3.3 del ACI 318-11.

En lo que refiere a requisitos mínimos, el refuerzo transversal horizontal es igual al obtenido usando el MPT-1. Para el refuerzo transversal vertical rige la demanda del tensor 2-4, misma que requiere del uso de barras no. 3 a cada 6 cm en forma de estribos cerrados distribuidos en el claro de cortante.

El tensor de la cuerda inferior del MPT no es adecuado si se usa sólo el refuerzo que se obtuvo en el diseño por flexión (8 barras no. 8). Fue necesario aumentar dicho refuerzo a 10 barras no. 8. Así mismo, fue necesario que dicho refuerzo se distribuyera de modo que los esfuerzos en las caras verticales de los nodos 4 y 7 no tuvieran problemas de concentración de esfuerzos. Para esto, el centroide del refuerzo longitudinal a tensión y_{st} se desplazó hacia arriba para ubicarse a 18 cm del paño inferior de la viga de modo que el área de dicha cara del nodo, fuera adecuada ante la demanda de esfuerzos.

A.4 Diseño de espécimen de prueba sin fibras conforme a las NTC-C del RCDF (2004)

A.4.1 Propiedades de materiales y definición de unidades y constantes utilizadas en el diseño

	$\text{ton} := 1000\text{kg}$
Resistencia a la compresión del concreto	$f'_c := 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Masa volumétrica del concreto	$w_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
Esfuerzo de fluencia de refuerzo longitudinal	$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Esfuerzo de fluencia de refuerzo transversal	$f_{yt} := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal y transversal	$E_s := 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Deformación de fluencia del refuerzo longitudinal	$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} \quad \epsilon_y = 0.002$
Resistencia de compresión nominal para diseño	$f^*_c := 0.8 f'_c = 240.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$$\beta_1 := \left[\text{if} \left[f^*_c \leq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, 0.85, \text{if} \left[f^*_c < 560 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right), 0.65 \right] \right] \right]$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión

$$f''_c := \beta_1 f^*_c = 204.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

A.4.2 Factores de carga y de reducción

Factor de carga viva	$\gamma_{LL} := 1$
Factor de carga muerta	$\gamma_{DL} := 1$
Factor de reducción por cortante	$F_{RV} := 0.8$
Factor de reducción por flexión	$F_{RF} := 0.90$
Factor de reducción por aplastamiento	$F_{Raplst} := 0.7$

A.4.3 Propiedades de la sección

Longitud	$L := 4.42\text{m}$	
Ancho	$b := 35\text{cm}$	
Peralte	$h := 120\text{cm}$	
Claro de cortante	$a_{\text{shear}} := 140\text{cm}$	
Longitud de placas de apoyo	$l_p := 40\text{cm}$	
Posición de placas a partir de paños	$d_{lp} := 21\text{cm}$	
Claro libre	$l_{\text{clear}} := L - 2\left(\frac{l_p}{2} + d_{lp}\right)$	$l_{\text{clear}} = 360\text{ cm}$
Volumen	$\text{Vol} := b h L$	$\text{Vol} = 1.86\text{ m}^3$
Peso	$W := w_c \text{Vol}$	$W = 4.46\text{ ton}$

A.4.4 Recubrimiento

La sección 4.9.2 de las NTC del RCDF establece que para vigas y columnas de concreto no expuestas a condiciones ambientales severas o en contacto con la tierra, el recubrimiento mínimo de concreto es de (20 mm). Para elementos expuestos a la intemperie, en ambientes agresivos, el recubrimiento mínimo es de (45 mm).

Se empleará un recubrimiento libre medido entre la superficie de concreto y la rama transversal de los estribos de 5.55 cm, que supone que el refuerzo transversal se proporcionará mediante barras no. 3. Este recubrimiento coincide con el usado para el diseño hecho mediante los modelos de puntales y tensores:

$$\text{rec} := 6.5\text{cm} \qquad \text{rec}_{\text{libre}} := \text{rec} - \frac{3}{8}\text{in} = 5.55\text{ cm}$$

A.4.5 Distancias libres entre barras en dirección horizontal y vertical

La sección 5.9 de las NTC-C del RCDF (2004) establece que la distancia libre mínima entre barras de un mismo lecho debe ser la mayor entre el diámetro de las barras y 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. Además, la distancia libre mínima entre lechos paralelos no será menor de 20 mm o del diámetro de la barra.

Para este caso, la separación de los lechos estará determinada por los requerimientos mínimos. Se proponen 6 cm como separación libre medida entre los lechos del refuerzo longitudinal:

$$s_v := 6\text{cm}$$

A.4.6 Cargas de diseño

- Cargas puntuales $P := 97\text{ton}$
- $$P_u := \gamma_{LL} P \qquad P_u = 97.00\text{ ton}$$

- Uniforme por peso propio $\omega := \frac{W}{L}$ $\omega = 1008.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
- $\omega_u := \gamma_{DL} \omega$ $\omega_u = 1008.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

A partir de las cargas de diseño, los elementos mecánicos que se presentan en la viga son los de la figura A-2.

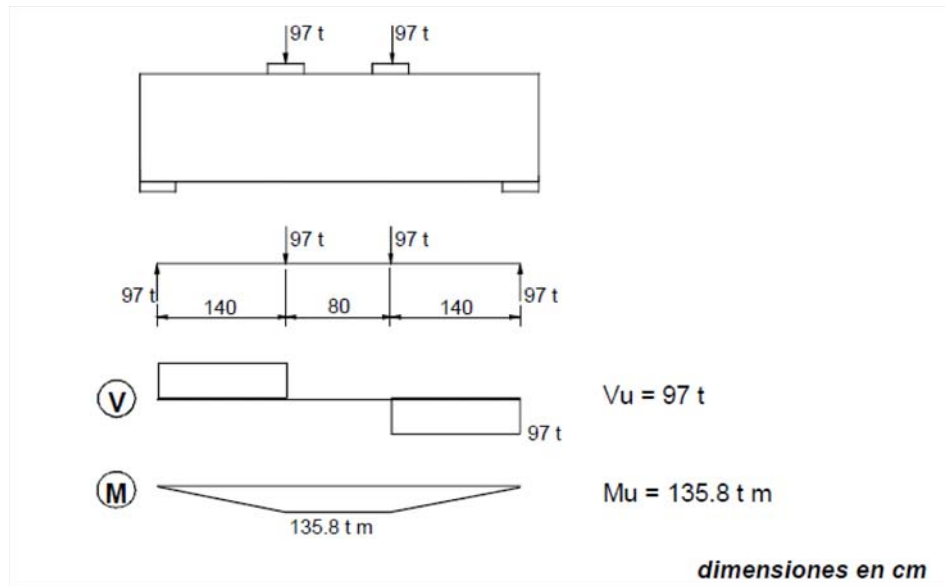


Figura A-2. Diagrama de cortante y de momento flexionante para la viga

A.4.7 Diseño por flexión (sección 2.2 de las NTC-C del RCDF 2004)

Cálculo de los momentos máximos que se presentan en el tercio central del claro

- Por cargas vivas: $M_{LL} := P a_{\text{shear}}$ $M_{LL} = 135.80 \text{ ton m}$
- Por peso propio: $M_{DL} := \frac{\omega l_{\text{clear}}^2}{8}$ $M_{DL} = 1.63 \text{ ton m}$ $\frac{M_{DL}}{M_{LL}} = 1.20 \%$
- $M_{u1} := \gamma_{LL} M_{LL} + \gamma_{DL} M_{DL}$ $M_{u1} = 137.43 \text{ ton m}$

Considerando que el momento flexionante asociado con el peso propio es sólo el 1.2% del asociado con las cargas vivas, se desprecia el peso propio:

$$M_u := M_{LL} = 135.80 \text{ ton m}$$

A.4.7.1 Relación claro libre a peralte

De acuerdo con la sección 2.5.5 de las NTC-C del RCDF 2004, una viga diafragma, es aquella cuya relación claro libre entre apoyos L , a peralte total h , es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado. En el diseño de vigas diafragma no son aplicables las hipótesis generales del diseño por flexión.

$$l_n := L - 2 (l_p + dlp) \qquad l_n = 3.20 \text{ m} \qquad \frac{l_n}{h} = 2.67$$

Status := if($l_n \leq 2.0 h$, "Viga diafragma", "Miembro esbelto a flexión")

Status = "Miembro esbelto a flexión"

Por lo que se diseñará como una viga esbelta sujeta a flexión

De acuerdo con la definición de las NTC-C del RCDF 2004, los especímenes de este trabajo no califican como vigas diafragma o "vigas peraltadas". Debe notarse, sin embargo, que la relación entre claro libre y peralte total de dichos especímenes es cercana al límite establecido en dichas normas. Por ello, se puede asumir que el comportamiento de los especímenes será similar al de vigas diafragma, en el entendido que una viga peraltada no necesariamente es una viga diafragma.

Asumiendo 2 capas de refuerzo longitudinal por flexión mediante barras no. 8 y refuerzo transversal mediante barras no. 3, el centroide del acero de refuerzo a tensión se puede calcular a partir de la suma del recubrimiento libre, el diámetro del refuerzo transversal, el diámetro del refuerzo longitudinal y la mitad de la separación libre entre lechos del refuerzo longitudinal como sigue:

$$y_{st} := \text{rec}_{\text{libre}} + \frac{3}{8} \text{in} + \frac{8}{8} \text{in} + \frac{1}{2} s_v = 12.04 \text{ cm}$$

El peralte efectivo de la sección es:

$$d := h - y_{st}$$

$$d = 107.96 \text{ cm}$$

La figura A-12 presenta el detalle de la ubicación del refuerzo longitudinal por flexión.

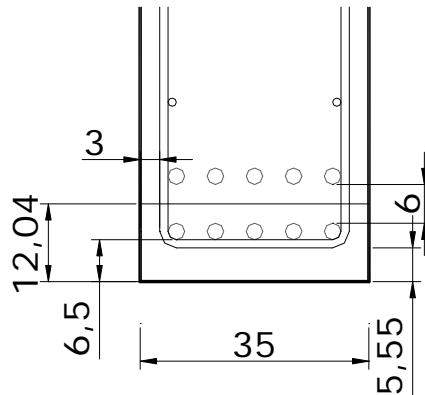


Figura A-12 -- Detalle de la ubicación del refuerzo longitudinal por flexión

A.4.7.2 Momento resistente

Partiendo del principio de diseño por capacidad, el momento actuante debe ser menor o igual que el momento nominal resistente:

$$M_u \leq F_R M_n$$

Y el momento nominal resistente se puede calcular como sigue:

$$M_n = A_s f_y d \left(1 - 0.5 q\right)$$

O bien:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{donde } a, \text{ se refiere a la profundidad del bloque de compresión.}$$

Asumiendo que la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es 1/4 del peralte efectivo:

$$a_{\text{assum}} := 0.25 d$$

$$a_{\text{assum}} = 26.99 \text{ cm}$$

El área de refuerzo longitudinal requerida resulta:

$$A_{s\text{req}} := \frac{M_u}{F_{RF} f_y \left(d - \frac{a_{\text{assum}}}{2}\right)} \quad A_{s\text{req}} = 38.03 \text{ cm}^2$$

Usando barras no. 8 para proporcionar el área requerida de acero de refuerzo:

$$a_s := \frac{(1\text{in})^2 \pi}{4} = 5.07 \text{ cm}^2$$

El número de barras necesarias será:

$$n_{\text{bars}} := \frac{A_{s\text{req}}}{a_s} \quad n_{\text{bars}} = 7.51$$

Utilizando 8 barras del No 8:

$$A_s := 8 a_s \quad A_s = 40.54 \text{ cm}^2$$

Revisando la profundidad del bloque de esfuerzos propuesta inicialmente:

$$a := \frac{A_s f_y}{f'_c b} \quad a = 23.85 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} \quad c = 28.05 \text{ cm}$$

La deformación correspondiente en el acero a tensión será:

$$\epsilon_s := 0.003 \left(\frac{d - c}{c}\right) \quad \epsilon_s = 0.009$$

Status := if($\epsilon_s > \epsilon_y$, "refuerzo de tensión fluyendo", "refuerzo de tensión no fluyendo")

Status = "refuerzo de tensión fluyendo"

La cuantía de refuerzo longitudinal a tensión será:

$$\rho := \frac{A_s}{b d} = 0.011 \qquad q := \frac{\rho f_y}{f'_c} = 0.22$$

Por lo que el momento flexionante nominal resistente será:

$$M_n := A_s f_y d (1 - 0.5 q) \qquad M_n = 163.51 \text{ ton m} \qquad M_u = 135.80 \text{ ton m}$$

$$M_R := F_{RF} M_n = 147.16 \text{ ton m}$$

$$\text{Status} := \text{if}(M_R > M_u, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

$$\frac{M_R}{M_u} = 1.08$$

Status = "O.K."

A.4.7.3 Revisión de cuantías mínimas y máximas de refuerzo longitudinal

De acuerdo con la sección 2.2.1 de las NTC-C, se debe cumplir con el límite de refuerzo longitudinal mínimo:

$$A_{smin} := \frac{0.7 \sqrt{f'_c} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{f_y} b d \qquad A_{smin} = 10.91 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{min} := \frac{A_{smin}}{b d} \qquad \rho_{min} = 0.003$$

$$\text{Status} := \text{if}(A_s > A_{smin}, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

Status = "O.K."

Si el refuerzo longitudinal mínimo se proporciona mediante barras no. 8:

$$n_{bars} := \frac{A_{smin}}{a_s} \qquad n_{bars} = 2.15$$

Por lo tanto, se colocarán 3 barras no. 8 como refuerzo longitudinal mínimo en la zona de compresión de la viga.

Y el porcentaje de refuerzo longitudinal proporcionado en la zona de compresión de la viga es:

$$\rho_{neg} := \frac{3 a_s}{b d} \qquad \rho_{neg} = 0.004$$

Por otro lado, de acuerdo con la sección 2.2.2, el refuerzo máximo de tensión en secciones de concreto reforzado que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, será el 75% del correspondiente a la falla balanceada, lo cual ocurre cuando el área de acero es de:

$$A_{sbal} := \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \beta_1}{f_y + 6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} b d = 91.77 \text{ cm}^2$$

Status := if($A_s > 0.75 A_{sbal}$, "excede el acero máximo", "OK")

Status = "OK"

A.4.7.4 Revisión de la longitud de desarrollo y anclaje del refuerzo longitudinal

La longitud de desarrollo, L_d , que requiere una barra sujeta a tensión para desarrollar su esfuerzo de fluencia sin presentar problema de anclaje se obtiene multiplicando la longitud de desarrollo básica, L_{db} por los factores de la tabla 5.1 de las NTC-C del RCDF (2004).

Para barras No 8: $d_b := 2.54\text{cm}$ $a_s = 5.07\text{ cm}^2$

La separación o recubrimiento de barras es: $c_{rec} := \min\left(\text{rec}, \frac{1}{2}s_v\right) = 3.00\text{ cm}$

El índice de refuerzo transversal es: $K_{tr} = \frac{A_{tr} f_y}{100 s n}$

donde :

A_{tr} , es el área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan n , es el número de barras longitudinales en el plano potencial de agrietamiento s , es la máxima separación centro a centro del refuerzo transversal, en una distancia igual a L_d

Por simplicidad del diseño e ignorando la contribución del refuerzo transversal a la longitud de desarrollo, se asume que:

$K_{tr} := 0$

Por lo tanto, la longitud de desarrollo básica será:

$$L_{db} := \frac{a_s f_y}{3 (c_{rec} + K_{tr}) \sqrt{f'_c \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 136.52\text{ cm}$$

que debe ser mayor a: $\frac{0.11 d_b f_y}{\sqrt{f'_c \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 67.75\text{ cm}$

La longitud de desarrollo básica se deberá multiplicar por los siguientes factores ya que el recubrimiento libre de concreto es menor que tres veces el diámetro de la barra, y la separación libre entre barras es menor que seis veces el diámetro de la barra

$$\frac{A_{sreq}}{A_s} = 0.94 \quad 3 d_b = 7.62\text{ cm} \quad 6d_b = 15.24\text{ cm} \quad F_{Ldb} := 1.5$$

La longitud de desarrollo deberá ser, entonces:

$$L_{db} := L_{db} \frac{A_{sreq}}{A_s} \quad F_{Ldb} = 192.13 \text{ cm} \quad \text{a menos que se coloque un gancho estándar}$$

El desarrollo mediante ganchos estándar en tensión de acuerdo con la sección 5.1.2.2 de las NTC-C para barras no. 8 con ganchos a 90°, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) mayor de 5 cm y recubrimiento paralelo al gancho mayor de 5 cm es:

$$l_{dh} := \frac{.076 f_y}{\sqrt{f'_c \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} d_b = 46.81 \text{ cm}$$

Dicha longitud de desarrollo puede ser modificada por un factor de 0.8 cuando las barras estén confinadas en toda la longitud de desarrollo con estribos verticales u horizontales separados no más de tres veces el diámetro de la barra no. 8 (7.62 cm). Asumiendo que así será se tiene:

$$l'_{dh} := l_{dh} 0.8 = 37.45 \text{ cm}$$

La longitud del doblez del gancho debe ser al menos doce veces el diámetro de la barra, es decir:

$$12d_b = 30.48 \text{ cm}$$

A.4.7.5 Capacidad de carga asociada con el momento flexionante resistente

Teniendo en cuenta el momento nominal obtenido, las cargas actuantes asociadas con él son:

$$P^* := \frac{M_R}{a_{shear}} = 105.11 \text{ ton}$$

Con objeto de considerar la posible sobrerresistencia del elemento, se recalcula el momento nominal considerando que el esfuerzo que podría desarrollar el refuerzo longitudinal es de $1.25 f_y$:

$$M_{R^{**}} := F_{RF} A_s 1.25f_y d (1 - 0.5 q) = 183.95 \text{ ton m}$$

Por lo que las cargas asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^{**} := \frac{M_{R^{**}}}{a_{shear}} = 131.39 \text{ ton}$$

A.4.8 Diseño por cortante (sección 2.5 de las NTC-C del RCDF 2004)

De acuerdo con la sección 2.5 de las NTC-C del RCDF (2004), las vigas peraltadas así como las no peraltadas, deben ser diseñadas tomando en cuenta una contribución a la resistencia por cortante tanto del concreto como del refuerzo. En cualquier caso, se debe proveer una cuantía mínima de refuerzo acorde con la sección 2.5.2.2.

A.4.8.1 Fuerza cortante que toma el concreto

De acuerdo con la sección 2.5.1.1 y dado que L/h es menor que 4, y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras inferior y superior de la viga, V_{cR} , será el valor obtenido con la ecuación siguiente:

$$V_{cR} := 0.5 F_{RV} b d \sqrt{f_c^* \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 23.42 \text{ ton}$$

La fuerza obtenida con la expresión anterior debe multiplicarse por un factor que toma en cuenta la variación del diagrama de momentos con respecto al de cortante y, hasta cierto punto, la relación de esbeltez del elemento. Dicho factor es:

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{V d} > 1.0$$

Donde M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección respectivamente. Considerando que la fuerza cortante máxima en el claro es:

$$V_{u1} := 98.76 \text{ ton}$$

Pero si se desprecia el peso propio, se tiene: $V_u := 97 \text{ ton}$

Analizando tres secciones transversales para el cálculo del factor que afecta la fuerza cortante que toma el concreto se tiene:

Sección	Identificación	Distancia al eje del apoyo (m)	M (T-m)	V (Ton)	Calculo	Factor
1	--	0.20	19.40	97.00	3.04	3.04
2	$a/2$	0.70	67.90	97.00	1.88	1.88
3	d	1.08	104.72	97.00	1.00	1.00

En la tabla anterior, la sección 1 corresponde al paño interior del apoyo, la sección 2 corresponde al centro del claro de cortante ($a/2$), y la sección 3 corresponde a la ubicada a un peralte d del paño del apoyo.

Por lo que el fuerza cortante que toma el concreto para cada una de las secciones anteriores es:

- En la sección 1: $V_{C_1} := V_{cR} F_{s1} = 71.11 \text{ ton}$
- En la sección 2: $V_{C_2} := V_{cR} F_{s2} = 44.00 \text{ ton}$
- En la sección 3: $V_{C_3} := V_{cR} F_{s3} = 23.42 \text{ ton}$

De acuerdo con la sección 2.5.7.1 de las NTC-C del RCDF (2004), se considera que la sección crítica de cortante es aquella situada a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas, medida desde el paño interior del apoyo; es decir, la sección 2. Para dicha sección, la contribución del concreto a la resistencia a fuerza cortante es:

$$V_{C_2} = 44.00 \text{ ton}$$

Por otro lado, de acuerdo con la sección 2.5.1, cuando la altura total h de la viga, es mayor que 700 mm, el valor de V_{cR} deberá multiplicarse por el factor siguiente:

$$\text{Factor}_{2.5.1} := 1 - .0004 (h - 700\text{mm}) \text{ mm}^{-1} = 0.80$$

$$\text{Factor}_{2.5.1} := \text{if}(\text{Factor}_{2.5.1} < 0.8, 0.8, \text{if}(\text{Factor}_{2.5.1} > 1, 1, \text{Factor}_{2.5.1}))$$

De modo que V_{cR} queda: $V_{cR} := \text{if}(h < 700\text{mm}, V_{C_2}, V_{C_2} \text{ Factor}_{2.5.1}) = 35.20 \text{ ton}$

Ahora bien, V_{cR} , no debe ser mayor que:

$$V_{cR\text{max}} := 1.5 F_{RV} b d \sqrt{f_c^* \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 70.25 \text{ ton}$$

status := $\text{if}(V_{cR} \leq V_{cR\text{max}}, \text{"OK"}, \text{"Checar"})$ status = "OK"

En la figura A-13 se muestran las secciones transversales consideradas para el cálculo del factor que afecta la capacidad a cortante del concreto.

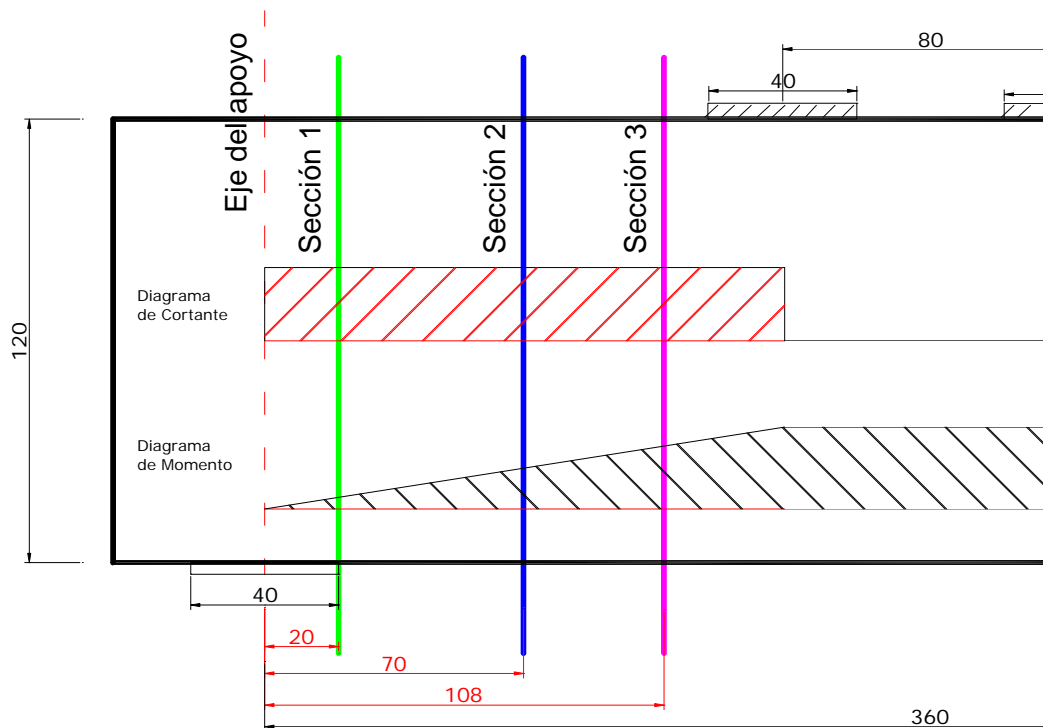


Figura A-13 -- Secciones transversales analizadas

A.4.8.2 Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal

De acuerdo con la sección 2.5.2.4, en ningún caso se permitirá que V_u , sea superior a:

$$V_{u\text{max}} := 2.5 F_{RV} b d \sqrt{f_c^* \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 117.08 \text{ ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(V_{u1} > V_{u\text{max}}, \text{"Checar"}, \text{"OK"})$$

Status = "OK"

Dado que V_{u1} es mayor que V_{cR} , es necesario proporcionar refuerzo transversal

$$\text{Status} := \text{if}(V_{u1} > V_{cR}, \text{"Porporcionar estribos para cortante"}, \text{"Proporcionar cuantía mínima"})$$

Status = "Porporcionar estribos para cortante"

Por lo tanto, el cortante que deberá ser tomar el refuerzo transversal (estribos) debe ser:

$$V_{SR} := V_{u1} - V_{cR} = 63.56 \text{ ton}$$

Dado que los estribos se colocarán a 90° con respecto al eje de la viga y que se proporcionarán estribos cerrados del no 3. (9.5 mm de diámetro):

$$a_v := \frac{\left(\frac{3}{8} \text{ in}\right)^2 \pi}{4} = 0.71 \text{ cm}^2 \qquad A_v := 2 a_v = 1.43 \text{ cm}^2$$

La separación requerida de los estribos estará dada por la siguiente expresión:

$$s_{\text{req}} := \frac{F_{RV} A_v f_y d}{V_{SR}} = 8.13 \text{ cm} \qquad s := 8 \text{ cm}$$

Si se colocan estribos no. 3 con una separación de 8 cm, la capacidad a cortante proporcionada por el refuerzo transversal, sería de:

$$V_S := \frac{F_{RV} A_v f_y d}{s} \qquad V_{cR} = 35.20 \text{ ton}$$

Y de este modo, la capacidad total a cortante de la viga sería de:

$$V_{R\text{tot}} := V_{cR} + V_S = 99.82 \text{ ton}$$

$$\frac{V_{R\text{tot}}}{V_{u1}} = 101.07 \%$$

La separación máxima de estribos de acuerdo con la sección 2.5.2.3 de las NTC-C del RCDF (2004) será:

$$S_{\text{max1}} := \text{if}\left(V_{u1} > 1.5 F_{RV} b d \sqrt{f_c^* \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}, 0.25 d, 0.5 d\right) = 26.99 \text{ cm}$$

$$\text{Status} := \text{if}(S_{\text{max1}} > s, \text{"OK"}, \text{"Checar"})$$

Status = "OK"

A.4.8.3 Revisión de requisitos de refuerzo en las caras laterales

Las secciones 5.7 y 2.5.8 establecen la colocación de refuerzo horizontal adicional en las paredes verticales del elemento colocadas con una separación máxima de 350 mm. Por otra parte, la cuantía de refuerzo por temperatura debe ser mayor o igual a 0.002 en elementos protegidos de la intemperie.

Proponiendo una separación horizontal de 20 cm y la cuantía mínima requerida:

$$s_h := 20\text{cm} \quad \rho_t := .002 \quad A_{St} := \rho_t b s_h = 1.40 \text{ cm}^2$$

Utilizando barras no.3

$$a_{sh} := \left(\frac{3}{8}\text{in}\right)^2 \frac{\pi}{4} = 0.71 \text{ cm}^2$$

y proveyendo este refuerzo en las dos caras verticales de la viga: $A_{Sh} := 2 a_{sh}$

El porcentaje de refuerzo horizontal resulta:

$$\rho_h := \frac{A_{Sh}}{b s_h} \quad \rho_h = 0.0020$$

Status := if($\rho_h \geq \rho_t$, "OK", "Checar") Status = "OK"

El refuerzo de la viga será proporcionado mediante 8 barras no. 8 para momento flexionante positivo, y estribos verticales no. 3 a cada 8 cm. Adicionalmente, se colocarán barras horizontales no. 3 a cada 20 cm como refuerzo por temperatura en las caras verticales de la viga y el refuerzo mínimo por flexión en la zona a compresión de la misma mediante 3 barras no. 8.

A.4.9 Revisión del espécimen como viga diafragma (con fines comparativos)

A continuación se hace una revisión del espécimen considerándolo como viga diafragma conforme a la sección 2.5.7.1 de las NTC-C del RCDF 2004. La sección crítica por cortante se consideraría ubicada a la mitad de la distancia entre la carga más cercana al paño del apoyo y dicho apoyo, por tratarse de cargas concentradas que comprimen directamente dos caras opuestas de la viga. Sin embargo la ubicación de la sección crítica no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo.

$$sec_{crt} := \frac{a_{shear}}{2} = 70.00 \text{ cm} \quad sec_{crtmax} := d = 107.96 \text{ cm}$$

Status := if($sec_{crt} < sec_{crtmax}$, "OK", "Checar") Status = "OK"

A.4.9.1 Contribución del refuerzo transversal a cortante

De acuerdo con la sección 2.5.7.3, el refuerzo que se determine para la sección crítica antes definida, se usará en todo el claro de cortante y, dado que V_u es mayor que V_{CR} , la diferencia se deberá aportar mediante refuerzo horizontal y vertical adicional.

El refuerzo vertical, se propone a base de barras no. 3 con una separación de $s_{vt} := 8$ cm, como se obtuvo para los estribos en el diseño de la viga como elemento.

Su contribución a la resistencia a fuerza cortante sería:

Tamaño de estribos: $\#_{estr.v} := \frac{3}{8}\text{in}$

$$a_{vv} := \frac{(\#_{estr.v})^2 \pi}{4} \quad A_{v.v} := 2 a_{vv} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$V_{SRV} := 0.083 F_{RV} f_y d A_{v,v} \frac{1 + \frac{l_{clear}}{d}}{s_{vt}} = 23.25 \text{ ton}$$

Proponiendo que el refuerzo horizontal tenga el mismo tamaño y separación ($s_{ht} := 8\text{cm}$) que el refuerzo vertical, la contribución de dicho refuerzo sería:

$$a_{vh} := a_{vv} \qquad A_{vh} := 2 a_{vh} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$V_{SRh} := 0.083 F_{RV} f_y d A_{vh} \frac{1 + \frac{l_{clear}}{d}}{s_{ht}} = 41.11 \text{ ton}$$

Así, la capacidad de la viga a cortante será:

$$V_R := V_{cR} + V_{SRV} + V_{SRh} = 99.56 \text{ ton} \qquad \frac{V_R}{V_{u1}} = 100.81 \%$$

Finalmente, la sección 2.5.7.4 especifica que la fuerza cortante máxima V_u que puede resistir una viga diafragma no puede ser mayor que:

$$V_{umáx2} := 2 F_{RV} b d \sqrt{f_c^* \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 93.66 \text{ ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(V_{u1} > V_{umáx2}, \text{"Check"}, \text{"OK"})$$

Status = "Check"

Se observa que la sección transversal propuesta, independientemente del refuerzo por cortante que se proporcione, no sería adecuada para las solicitaciones de diseño, si se le considera una viga diafragma de acuerdo con las NTC-C del RCDF (2004).

A.4.9.2 Revisión de requisitos de anclaje y de distribución de refuerzo para vigas diafragma

De acuerdo con la sección 6.1.4.1, para vigas peraltadas de un claro, el refuerzo que se determine debe colocarse recto y sin reducción en todo el claro y debe anclarse en las zonas de apoyo de modo que sea capaz de desarrollar, en los paños de los apoyos, el 80% de su esfuerzo de fluencia, y debe estar uniformemente distribuido en una altura igual a:

$$\left(0.2 - 0.05 \frac{l_{clear} - l_p}{h} \right) h = 8.00 \text{ cm}$$

Notese que la distancia en la que se debe distribuir el refuerzo de tensión es pequeña. Las distancias requeridas por otros procedimientos de diseño son mucho mayores.

A.4.9.3 Revisión de zonas próximas a los apoyos

Las zonas próximas a los apoyos se dimensionarán conforme a la sección 6.1.4.4, que permite calcular las reacciones en los apoyos suponiendo que la viga es un elemento esbelto y únicamente aumentando en 10 % el valor de dichas reacciones. Por tanto:

$$\text{Reacc} := 1.1 P_u = 106.70 \text{ ton}$$

Cuando las reacciones comprimen directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo no debe exceder el esfuerzo por aplastamiento especificado en la sección 2.4 de las NTC-C del RCDF (2004) que se determina mediante:

$$\sigma_{\text{aplast}} := F_{\text{Raplst}} f^*_c = 168.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Recordando que las dimensiones de la placa de apoyo son $l_p = 40.00$ cm y $b = 35.00$ cm, el esfuerzo por aplastamiento sería:

$$\sigma_{\text{ap}} := \frac{\text{Reacc}}{l_p b} = 76.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

status := if($\sigma_{\text{ap}} \leq \sigma_{\text{aplast}}$, "OK", "Checar")

status = "OK"

Además, si la viga no está atiesada sobre los apoyos y las reacciones comprimen directamente su cara inferior, se deben colocar barras de refuerzo verticales y horizontales complementarias en zonas próximas a los apoyos. Dichas barras se colocarán en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante y tendrán el mismo diámetro que dicho refuerzo, de modo que la separación de las barras en esas zonas sea la mitad que en el resto de la viga (figura A-14). Estos requisitos conducirían a que el refuerzo necesario para satisfacer las NTC-C sea aún más denso que el determinado en secciones anteriores cuando se considero al espécimen como elemento esbelto.

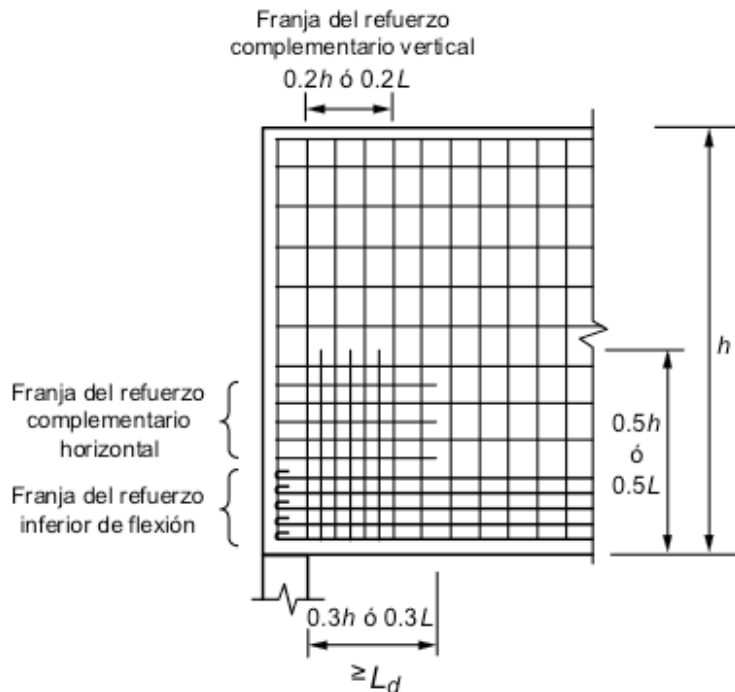


Figura A-14 -- Refuerzo complementario en la zona de apoyo de una viga diafragma no atiesada (modificado de las NTC-C del RCDF, 2004)

A.4.10 Comentarios

Al diseñar el espécimen mediante las NTC-C del RCDF (2004), la viga no se clasifica como viga diafragma y ésta se puede diseñar como elemento esbelto a flexión. Si se proporciona el refuerzo por cortante determinado mediante el MPT 1, la viga estaría subreforzada para fuerza cortante en un 70% aproximadamente. El diseño de la viga mediante las NTC-C requiere de estribos no. 3 a una separación de 8 cm en lugar estribos del mismo diámetro a una separación de 15 cm como se obtuvo para el modelo MPT 1.

Por otro lado, si el espécimen se asume como viga diafragma, la capacidad a cortante del mismo se ve limitado a 92 ton por la restricción de la sección 2.5.7.4 y, por tanto, no sería capaz de resistir las cargas externas impuestas. Además, las especificaciones para vigas diafragama de las NTC-C requieren que las zonas aledañas a los apoyos se refuercen adicionalmente, por lo que la cuantía de refuerzo necesario para cumplir con dichos requisitos es aún mayor.

Las NTC-C no tienen restricciones para la colocación del acero longitudinal a tensión en elementos esbeltos. Sin embargo, si el espécimen se considera como viga diafragma, la fraja de distribución de dicho refuerzo debe ser de sólo 8 cm.

A.5 Diseño de espécimen de prueba de CRFA conforme al Apéndice A del ACI 318-11 (MPT-1)

A.5.1 Propiedades de materiales y definición de unidades y constantes utilizadas en el diseño

$$\text{ton} := 1000\text{kg} \quad \text{psi} := \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad \text{ksi} := 70.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad 1000\text{psi} = 70.31 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Resistencia a la compresión del concreto} \quad f_c := 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Masa volumétrica del concreto} \quad w_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia de refuerzo longitudinal} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia de refuerzo transversal} \quad f_{yt} := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal y transversal} \quad E_s := 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Deformación de fluencia del refuerzo longitudinal} \quad \epsilon_y := \frac{f_y}{E_s} \quad \epsilon_y = 0.002$$

A.5.2 Factores de carga y de reducción:

$$\text{Factor de carga viva} \quad \gamma_{LL} := 1$$

$$\text{Factor de carga muerta} \quad \gamma_{DL} := 1$$

$$\text{Factor de reducción por cortante} \quad \phi_s := 0.75$$

$$\text{Factor de reducción por flexión} \quad \phi_f := 0.90$$

$$\text{Factor de reducción para modelo puntal-tensor} \quad \phi := 0.75 \quad \text{Sección 9.3.2.6}$$

Factor de profundidad del bloque de compresión

$$\beta_1 := \text{if} \left(f_c \leq 4000 \cdot \text{psi}, 0.85, \text{if} \left(f_c > 8000 \cdot \text{psi}, 0.65, 1.05 - 0.05 \cdot \frac{f_c}{1000 \cdot \text{psi}} \right) \right)$$

$$\beta_1 = 0.84$$

A.5.3 Propiedades de la sección

Longitud	$L := 4.42\text{m}$	
Ancho	$b := 35\text{cm}$	
Peralte	$h := 120\text{cm}$	
Claro de cortante	$a_{\text{shear}} := 140\text{cm}$	
Longitud de placas de apoyo	$l_p := 40\text{cm}$	
Posición de placas a partir de paños	$d_{lp} := 21\text{cm}$	
Claro Libre	$l_{\text{clear}} := L - 2\left(\frac{l_p}{2} + d_{lp}\right)$	$l_{\text{clear}} = 360 \cdot \text{cm}$
Volumen	$\text{Vol} := b \cdot h \cdot L$	$\text{Vol} = 1.86 \cdot \text{m}^3$
Peso	$W := w_c \cdot \text{Vol}$	$W = 4.46 \cdot \text{ton}$

A.5.4 Recubrimiento

Criterio ACI 318-11. La sección 7.7 del ACI 318-11 (2011) establece que para vigas y columnas de concreto no expuestas a condiciones ambientales severas o en contacto con la tierra, el recubrimiento mínimo de concreto es de 1.5 plg. (50.8 mm).

Se empleará un recubrimiento de 5.55 cm, medido entre la superficie de concreto y la rama transversal de los estribos; que supone que el refuerzo transversal se proporcionará mediante barras no. 3 Por lo que el recubrimiento libre del refuerzo longitudinal será de 6.5 cm

$$\text{rec} := 6.5\text{cm} \quad \text{rec}_{\text{libre}} := \text{rec} - \frac{3}{8}\text{in} = 5.55 \cdot \text{cm}$$

A.5.5 Distancias horizontal y vertical libres entre barras

La sección 7.6 del ACI 318-11 establece que la distancia libre mínima entre barras de un mismo lecho debe ser la mayor entre d_b y 1 plg. (25.4 mm). La distancia libre mínima entre lechos paralelos debe ser 1 plg. (25.4 mm).

Para este caso, la separación de los lechos estará determinada por los requerimientos geométricos de los puntales, tensores o zonas nodales como se verá más adelante.

La separación libre entre los lechos de refuerzo por flexión se propone de 9 cm.

$$s_v := 9\text{cm}$$

A.5.6 Cargas de diseño

- Cargas puntuales $P := 97\text{ton}$

$$P_u := \gamma_{LL} \cdot P \quad P_u = 97.00 \cdot \text{ton}$$
- Uniforme por peso propio $\omega := \frac{W}{L}$

$$\omega = 1008.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\omega_u := \gamma_{DL} \cdot \omega \quad \omega_u = 1008.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

A partir de las cargas de diseño, los elementos mecánicos que se presentan en la viga son los de la figura A-2.

A.5.7 Diseño por flexión (ACI 318-11 Capítulo 10)

Cálculo de los momentos máximos que se presentan en el tercio central del claro:

- Por cargas vivas: $M_{LL} := P \cdot a_{\text{shear}}$ $M_{LL} = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$
 - Por peso propio: $M_{DL} := \frac{\omega \cdot l_{\text{clear}}^2}{8}$ $M_{DL} = 1.63 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$ $\frac{M_{DL}}{M_{LL}} = 1.20 \cdot \%$
- $$M_{U1} := \gamma_{LL} \cdot M_{LL} + \gamma_{DL} \cdot M_{DL} \quad M_{U1} = 137.43 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Considerando que el momento flexionante asociado con el peso propio es sólo el 1.2% del asociado con las cargas vivas, se desprecia el peso propio:

$$M_u := M_{LL} = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

A.5.7.1 Relación claro libre a peralte. Criterio ACI 10.7.1

De acuerdo con la sección 10.7.1 del ACI 318-11. Una viga peraltada es aquella cargada en una cara y apoyada en la cara opuesta, de modo que se puedan desarrollar puntales de compresión entre las cargas y los apoyos y tienen además:

- un claro libre, l_n igual o menor que 4 veces el peralte del elemento o
- regiones con cargas concentradas dentro de una distancia $2h$ desde la cara del apoyo

En el diseño de vigas diafragma no son aplicables las hipótesis generales del diseño por flexión.

$$l_n := L - 2 \cdot (l_p + dlp) \quad l_n = 3.20 \cdot \text{m} \quad \frac{l_n}{h} = 2.67$$

Status := if($l_n \leq 4 \cdot h$, "Viga Peraltada", "Miembro esbelto a flexión") = "Viga Peraltada"

Por lo que este elemento se clasifica como:

Status = "Viga Peraltada"

Asumiendo 2 capas de refuerzo longitudinal por flexión mediante barras no. 8 y refuerzo transversal mediante barras no. 3, el centroide del acero de refuerzo a tensión se puede calcular a partir de la suma del recubrimiento libre, el diámetro del refuerzo transversal, el diámetro del refuerzo longitudinal y la mitad de la separación libre entre lechos del refuerzo longitudinal como sigue:

$$y_{st} := \text{rec}_{\text{libre}} + \frac{3}{8} \cdot \text{in} + \frac{8}{8} \cdot \text{in} + \frac{1}{2} \cdot s_v = 13.54 \cdot \text{cm}$$

El peralte efectivo de la sección es:

$$d := h - y_{st} \quad d = 106.46 \cdot \text{cm}$$

La figura A-3 presenta el detalle de la ubicación del refuerzo longitudinal por flexión.

A.5.7.2 Momento resistente

Partiendo del principio de diseño por capacidad, el momento actuante debe ser menor o igual que el momento nominal resistente (sección R9.1 del ACI 318-11):

$$M_u \leq \phi M_n$$

Y el momento nominal resistente se puede calcular como sigue:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{donde } a, \text{ se refiere a la profundidad del bloque de compresión.}$$

Asumiendo que la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es 1/4 del peralte efectivo.

$$a_{\text{assum}} := 0.25 \cdot d$$

$$a_{\text{assum}} = 26.61 \cdot \text{cm}$$

El área de refuerzo longitudinal requerida resulta:

$$A_{\text{sreq}} := \frac{M_u}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{\text{assum}}}{2} \right)} \quad A_{\text{sreq}} = 38.57 \cdot \text{cm}^2$$

Usando barras no. 8 para proporcionar el área requerida de acero de refuerzo:

$$a_s := \frac{(1\text{in})^2 \cdot \pi}{4} = 5.07 \cdot \text{cm}^2$$

El número de barras necesarias será:

$$n_{\text{bars}} := \frac{A_{\text{sreq}}}{a_s} \quad n_{\text{bars}} = 7.61$$

Utilizando 8 barras del No 8:

$$A_s := 8 \cdot a_s \quad A_s = 40.54 \cdot \text{cm}^2$$

Revisando la profundidad del bloque de esfuerzos propuesta inicialmente:

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad a = 19.08 \cdot \text{cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} \quad c = 22.80 \cdot \text{cm}$$

La deformación correspondiente en el acero a tensión será:

$$\epsilon_s := 0.003 \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) \quad \epsilon_s = 0.011$$

Status := if($\epsilon_s > \epsilon_y$, "refuerzo de tensión fluyendo", "refuerzo de tensión no fluyendo")

Status = "refuerzo de tensión fluyendo"

La cuantía de refuerzo longitudinal a tensión será: $\rho_l := \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho_l = 0.011$

Por lo que el Momento nominal resistente será:

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad M_n = 165.01 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad M_u = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f \cdot M_n = 148.51 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi_f \cdot M_n > M_u, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

$$\frac{\phi_f \cdot M_n}{M_u} = 1.09$$

Status = "O.K."

A.5.7.3 Revisión de cuantías mínimas y máximas de refuerzo longitudinal

De acuerdo con la sección ACI 10.5.1, los límites de refuerzo mínimo son:

$$A_{smin1} := \frac{3\sqrt{f_c \cdot \text{psi}}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad A_{smin1} = 12.22 \cdot \text{cm}^2 \quad \frac{A_{smin1}}{b \cdot d} = 0.0033$$

$$A_{smin2} := \frac{200 \cdot \text{psi} \cdot b \cdot d}{f_y} \quad A_{smin2} = 12.47 \cdot \text{cm}^2 \quad \frac{A_{smin2}}{b \cdot d} = 0.0033$$

$$A_{smin} := \max(A_{smin1}, A_{smin2})$$

$$\text{Status} := \text{if}(A_s > A_{smin}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

Si el refuerzo longitudinal mínimo se proporciona mediante barras no. 8:

$$n_{bars} := \frac{A_{smin}}{a_s} \quad n_{bars} = 2.46$$

Por lo tanto, se colocarán 3 barras no. 8 como refuerzo longitudinal mínimo en la zona de compresión de la viga.

Y el porcentaje de refuerzo longitudinal proporcionado en la zona de compresión de la viga es:

$$\rho_{neg} := \frac{3 \cdot a_s}{b \cdot d} \quad \rho_{neg} = 0.004$$

A.5.7.4 Revisión de la longitud de desarrollo y anclaje del refuerzo longitudinal (Sección ACI 12.11)

La longitud de desarrollo l_d que requiere una barra sujeta a tensión para desarrollar su esfuerzo de fluencia sin presentar problema de anclaje se obtiene como se indica en la sección 12.11.3 y 12.2.2 del ACI 318-11.

Para barras No 8:

$$\text{diámetro de la barra:} \quad d_b := 2.54 \text{cm} \quad a_s = 5.07 \cdot \text{cm}^2$$

$$l_d := \frac{f_y}{5.3 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot d_b = 116.21 \cdot \text{cm} \quad \text{a menos que se coloque un gancho estándar}$$

El desarrollo mediante ganchos estándar en tensión conforme a la sección 12.5 del ACI 318-11 para barras No 8 con ganchos a 90°, con recubrimiento lateral normal al plano del gancho mayor de 2.5 pulg y mayor de 2pulg paralelo al gancho, está dado por:

$$l_{dh} := \frac{0.7 \cdot .075 \cdot f_y}{\sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot d_b = 32.34 \cdot \text{cm}$$

Además, la longitud del doblez del gancho debe ser al menos doce veces el diámetro de la barra, es decir:

$$12d_b = 30.48 \cdot \text{cm}$$

A.5.7.5 Capacidad de carga asociada con el momento flexionante resistente

Teniendo en cuenta el momento nominal obtenido, las cargas actuantes asociadas a este momento flexionante son de:

$$P^* := \frac{\phi_f \cdot M_n}{a_{\text{shear}}} = 106.08 \cdot \text{ton}$$

Con objeto de considerar la posible sobrerresistencia del elemento, se recalcula el momento nominal considerando que el esfuerzo que puede desarrollar el refuerzo longitudinal es de $1.25 f_y$:

$$M_{n^{**}} := \phi_f \cdot A_s \cdot 1.25f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 185.64 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Y las cargas asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^{**} := \frac{M_{n^{**}}}{a_{\text{shear}}} = 132.60 \cdot \text{ton}$$

A.5.8 Diseño por cortante (Apéndice A) del ACI 318-11

De acuerdo con la sección 11.7 del ACI 318-11, Las vigas peraltadas deben ser diseñadas tomando en cuenta una distribución de deformaciones no lineal o mediante el apéndice A del ACI 318-11 referente al modelo de puntales y tensores. En cualquier caso, se debe proveer una mínima distribución de refuerzo acorde con la sección 11.7.4.

A.5.8.1 Geometría del modelo de puntales y tensores (MPT-1)

Para el diseño por cortante de vigas peraltadas, el ACI 318-11 permite emplear el modelo de puntales y tensores. En este caso, el modelo a utilizar es el de la figura A-4 :

Primeramente se debe cumplir con la disociación del ACI sección 11.7.3, que indica que una viga peraltada debe ser proporcionada de modo que V_u , sea menor que:

$$V_{u\text{max}} := \phi \cdot 2.65 \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d \quad \text{y dado que } V_u := 97\text{ton, la viga es adecuada.}$$

$$\text{Status} := \text{if}(V_u > V_{u\text{max}}, \text{"Checar"}, \text{"OK"}) \quad \text{Status} = \text{"OK"}$$

Empleando la ubicación del refuerzo longitudinal calculado por flexión y asumiendo que d_a es 1/5 del peralte efectivo:

$$d_a := 0.20 \cdot d \quad d_a = 21.29 \cdot \text{cm}$$

De un recálculo asociado con la revisión de la cara vertical del nodo 2, se sabe que:

$$d_a := 21.60\text{cm}$$

Por lo que la recomendación de asumir que d_a es 1/5 del peralte efectivo es adecuada

Para calcular el ángulo de inclinación del puntal principal α y el brazo de palanca entre el puntal de la cuerda superior y el tensor de la cuerda inferior z se tiene:

$$\alpha := \operatorname{atan}\left(\frac{d - \frac{d_a}{2}}{a_{\text{shear}}}\right) \quad \alpha = 34.34 \cdot ^\circ$$

$$z := d - \frac{d_a}{2} = 95.66 \cdot \text{cm}$$

$$a_{\text{shear}} = 140.00 \cdot \text{cm}$$

Además se debe verificar que el ángulo de inclinación del puntal no sea mayor de 25° , (ACI 318-11))

Status := if($\alpha > 25 \cdot ^\circ$, "O.K.", "Check")

Status = "O.K."

A.5.8.2 Cálculo de las fuerzas en los elementos del MPT

Resolviendo la armadura por equilibrio, resulta:

$$l_{\text{clear}} = 3.60 \cdot \text{m}$$

$$P_u = 97.00 \cdot \text{ton}$$

$$P_T := P_u + \frac{\omega_u \cdot l_{\text{clear}}}{2} = 98.81 \cdot \text{ton}$$

$$F_{12} := \frac{P_T}{\sin(\alpha)}$$

$$F_{14} := \frac{P_T}{\tan(\alpha)}$$

$$F_{12} = 175.15 \cdot \text{ton}$$

$$F_{14} = 144.62 \cdot \text{ton}$$

$$F_{23} := F_{14}$$

$$F_{34} := F_{12}$$

La nomenclatura de las fuerzas de los elementos del MPT corresponden con los nodos a los que conectan. (Ver figura A-4)

A.5.8.3 Geometría de los nodos

De acuerdo con la sección A.5 del Apéndice A del ACI 318-11, la resistencia nominal de las zonas nodales F_{nn} debe ser:

$$F_{nn} = f_{ce} \cdot A_{nz}$$

Donde f_{ce} es la resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en A.5.2 y A_{nz} es la menor de:

- el área de la cara de una zona nodal en donde actúa F_u , tomada en forma perpendicular a la línea de acción de F_u o
- el área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

A.5.8.4 Revisión de los nodos del MPT

La figura A-5 muestra la geometría del nodo 1 (MPT-1)

El factor β de las expresiones del cálculo del esfuerzo de compresión efectivo en zonas nodales y tensores se emplea con el objetivo de "tomar en cuenta el efecto del agrietamiento y el confinamiento del refuerzo sobre la resistencia a compresión efectiva en un elemento del MPT". Para un diseño de vigas peraltadas de CRFA, se propone modificar el valor de estos factores β_s y β_n para considerar el mejoramiento de las propiedades del CRFA con respecto al concreto normal.

Nodo 1. Cara vertical

De acuerdo con la tabla 5.6 del capítulo 5 de este trabajo: En zonas nodales que anclan un tensor $\beta_n^* = 0.97$,

$$\beta_n := 0.97$$

y el esfuerzo de compresión efectivo f_{ce} esta dado por:

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 247.35 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \phi \cdot f_{ce} = 185.51 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área requerida para la cara del tensor sería:

$$A_{req} := \frac{F_{14}}{\phi \cdot f_{ce}} \quad A_{req} = 779.55 \cdot \text{cm}^2$$

Y la altura requerida por la cara vertical del nodo sería:

$$h_{areq} := \frac{A_{req}}{b} \quad h_{areq} = 22.27 \cdot \text{cm} \quad b = 35.00 \cdot \text{cm}$$

$$h_a := 2 \cdot (y_{st}) \quad h_a = 27.08 \cdot \text{cm} \quad y_{st} = 13.54 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Status} := \text{if}(h_a > h_{areq}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

$$\frac{h_a}{h_{areq}} = 1.22$$

Por lo que la altura de la zona nodal es adecuada

Nodo 1. Cara de apoyo

El esfuerzo de compresión efectivo sería:

$$f_{cu} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{cu} = 247.35 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área de la cara de apoyo es:

$$lp = 40.00 \cdot \text{cm} \quad A_{c1h} := b \cdot lp \quad A_{c1h} = 1400.00 \cdot \text{cm}^2$$

Finalmente, la fuerza de compresión que el nudo podría resistir sería:

$$F_{n1} := f_{cu} \cdot A_{c1h} \quad F_{n1} = 346.29 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n1} = 259.72 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n1} > P_T, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

$$\frac{\phi \cdot F_{n1}}{P_T} = 2.63$$

Nodo 1. Cara del puntal

El ancho de la cara del puntal (de acuerdo con la figura 2.7) es:

$$w_p := h_a \cdot \cos(\alpha) + lp \cdot \sin(\alpha) = 44.93 \cdot \text{cm} \quad \alpha = 34.34 \cdot ^\circ$$

Y el área correspondiente a la cara del puntal está dada por:

$$A_{c1i} := b \cdot (h_a \cdot \cos(\alpha) + lp \cdot \sin(\alpha)) \quad A_{c1i} = 1572.39 \cdot \text{cm}^2$$

$$h_a = 27.08 \cdot \text{cm} \quad lp = 40.00 \cdot \text{cm} \quad h_a = 27.08 \cdot \text{cm}$$

Por lo que la fuerza que dicha cara del nodo podría resistir será:

$$F_{n1} := f_{cu} \cdot A_{c1i} \quad F_{n1} = 388.93 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n1} = 259.72 \cdot \text{ton}$$

$$F_{12} = 175.15 \cdot \text{ton} \quad \frac{\phi \cdot F_{n1}}{F_{12}} = 1.67$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n1} > F_{12}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

Nodo 2

La figura A-6. muestra la geometría del nodo 2 (MPT-1)

Nodo 2. cara de apoyo

De acuerdo con la tabla 5.6, en zonas nodales limitadas por puntales y/o áreas de apoyo

$\beta_n := 1.20$, y el esfuerzo efectivo de compresión esta dado por:

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \qquad f_{ce} = 306.00 \cdot \frac{\text{kg}}{(\text{cm}^2)}$$

El área de la cara de apoyo es:

$$A_{c2h} := b \cdot l_p \qquad A_{c2h} = 1400.00 \cdot \text{cm}^2$$

Finalmente, la fuerza de compresión que el nudo podría resistir sería:

$$F_{n2} := f_{ce} \cdot A_{c2h} \qquad F_{n2} = 428.40 \cdot \text{ton} \qquad \phi \cdot F_{n2} = 321.30 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n2} > P_u, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \qquad \text{Status} = \text{"O.K."} \qquad \frac{\phi \cdot F_{n2}}{P_u} = 3.31$$

Nodo 2. Cara del puntal inclinado

La anchura de la cara del puntal en el nodo 2 esta dada por:

$$d_a = 21.60 \cdot \text{cm} \qquad d_a \cdot \cos(\alpha) = 17.83 \cdot \text{cm}$$

$$l_p = 40.00 \cdot \text{cm} \qquad l_p \cdot \sin(\alpha) = 22.57 \cdot \text{cm}$$

$$(d_a \cdot \cos(\alpha) + l_p \cdot \sin(\alpha)) = 40.40 \cdot \text{cm}$$

Por lo que el área de dicha cara sería:

$$A_{c2i} := b \cdot (d_a \cdot \cos(\alpha) + l_p \cdot \sin(\alpha)) \qquad A_{c2i} = 1414.03 \cdot \text{cm}^2$$

Y la fuerza que puede soportar dicha cara del nodo 2 resulta:

$$F_{n2} := f_{ce} \cdot A_{c2i} \qquad F_{n2} = 432.69 \cdot \text{ton}$$

$$\phi \cdot F_{n2} = 324.52 \cdot \text{ton} \qquad \frac{\phi \cdot F_{n2}}{F_{12}} = 1.85$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n2} > F_{12}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \qquad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

Nodo 2 cara del puntal (cuerda superior)

El área del nodo en la cara que da al puntal F_{23} , es:

$$A_{c3} := d_a \cdot b = 756.00 \cdot \text{cm}^2 \qquad F_{23} = 144.62 \cdot \text{ton}$$

y el esfuerzo efectivo de compresión esta dado por:

$$f_{cu} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \qquad f_{cu} = 306.00 \cdot \frac{\text{kg}}{(\text{cm}^2)}$$

Por lo que la fuerza que dicha cara del nodo podría resistir será:

$$F_{n3} := f_{ce} \cdot A_{c3} \qquad F_{n3} = 231.34 \cdot \text{ton} \qquad \phi \cdot F_{n3} = 173.50 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n3} > F_{23}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \qquad \frac{\phi \cdot F_{n3}}{F_{23}} = 1.20$$

$$\text{Status} = \text{"O.K."}$$

A.5.8.5 Esfuerzos en puntales

De acuerdo con la sección A.3.1. La resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal, F_{ns} , debe tomarse como el menor valor calculado en ambos extremos del puntal.

$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cs}$$

Donde A_{cs} es el área de la sección transversal en un extremo del puntal

Puntal 1-2 (puntal inclinado)

La menor área de los dos extremos del puntal inclinado es:

$$A_{c12} := \min(A_{c1i}, A_{c2i}) \quad A_{c12} = 1414.03 \cdot \text{cm}^2$$

Para concreto de peso normal: $\lambda := 1.0$ de acuerdo con la sección 8.6.1 del ACI 318-11

Asumiendo que se trata de un puntal en forma de botella, en los que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos y asumiendo que no se previene deformación lateral y no se provee refuerzo en el alma, el factor β_s modificado por la presencia de fibras de acero, se puede tomar de la tabla 5.6 como:

$$\beta_s := 0.73 \cdot \lambda$$

Y el esfuerzo efectivo de compresión en el puntal es:

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c \quad f_{ce} = 186.15 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo que la capacidad de dicho puntal sería:

$$F_{n12} := f_{ce} \cdot A_{c12} \quad F_{n12} = 263.22 \cdot \text{ton}$$

$$F_{12} = 175.15 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n12} = 197.42 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n12} > F_{12}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."} \quad \frac{\phi \cdot F_{n12}}{F_{12}} = 1.13$$

Como la capacidad del puntal es suficiente, no es necesario proveer refuerzo transversal que cumpla con la sección A.3.3 del ACI 318-11. En ese caso, el factor β_s sería:

$$\beta_s := 0.9 \quad f_{cu} := 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c \quad f_{cu} = 306.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Y la capacidad de dicho puntal sería:

$$F'_{n12} := f_{cu} \cdot A_{c12} \quad F'_{n12} = 324.52 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F'_{n12} > F_{12}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \phi \cdot F'_{n12} = 243.39 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} = \text{"O.K."} \quad \frac{\phi \cdot F'_{n12}}{F_{12}} = 1.39$$

Ahora bien, si se considera al puntal como uno de forma prismática, cuya sección transversal es uniforme a lo largo de toda su longitud, el factor β_s modificado por la presencia de fibras sería de 1.2 conforme a la tabla 5.6, y el esfuerzo efectivo a compresión en el puntal estaría dado por:

$$\beta_s := 1.2 \quad f'_{ce} := 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c \quad f'_{ce} = 306.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Y la capacidad de dicho puntal sería:

$$F''_{n12} := f''_{ce} \cdot A_{c12} \quad F''_{n12} = 432.69 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F''_{n12} = 324.52 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F''_{n12} > F_{12}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."} \quad \frac{\phi \cdot F''_{n12}}{F_{12}} = 1.85$$

De este modo se observa que si se emplea un puntal uniforme, la viga no requeriría del uso de refuerzo que cumpla con A.3.3 con un factor de seguridad aún mayor. Como se mencionó en el diseño de MPT de la viga sin fibras, se considera adecuadamente conservador considerar que los puntales inclinados tienen forma de botella.

Puntal 2-3 (cuerda superior)

El área del puntal esta dado por:

$$A_{c3} := d_a \cdot b \quad A_{c3} = 756.00 \cdot \text{cm}^2 \quad d_a = 21.60 \cdot \text{cm}$$

Asumiendo que no se previene deformación lateral y no se provee refuerzo en el alma del puntal ya que este es de de sección transversal uniforme a lo largo de su longitud y se trata de concreto reforzado con fibras (Tabla 5.6)

$\beta_s := 1.2$ Y el esfuerzo efectivo de compresión en el puntal es:

$$f_{cu} := 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c \quad f_{cu} = 306.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_{23} = 144.62 \cdot \text{ton}$$

Por lo que la capacidad de dicho puntal sería:

$$F_{n23} := f_{cu} \cdot A_{c3} \quad F_{n23} = 231.34 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n23} = 173.50 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n23} > F_{23}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."} \quad \frac{\phi \cdot F_{n23}}{F_{23}} = 1.20$$

Y por lo tanto el puntal es adecuado.

A.5.8.6 Esfuerzos en tensores

Tensor 1-4 (Cuerda inferior)

De acuerdo con la sección A.4, la resistencia nominal de un tensor sin acero de presfuerzo, F_{nt} , debe calcularse como:

$$F_{nt} = A_{ts} \cdot f_y$$

Por lo que el área de acero requerida en el tensor sería:

$$A_{tsreq} := \frac{F_{14}}{\phi \cdot f_y} \quad A_{tsreq} = 45.91 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Usando barras no. 8:} \quad a_s := \frac{(1\text{in})^2 \cdot \pi}{4} = 5.07 \cdot \text{cm}^2$$

$$n_{bars} := \frac{A_{tsreq}}{a_s} \quad n_{bars} = 9.06$$

De modo que se deben emplear 10 barras no. 8 en toda la longitud del tensor 1-4.

$$A_s := 10 \cdot a_s \quad A_s = 50.67 \cdot \text{cm}^2$$

Por lo que ahora la capacidad a tensión del tensor será de:

$$F_{n14} := f_y \cdot A_s \qquad F_{n14} = 212.82 \cdot \text{ton} \qquad \phi \cdot F_{n14} = 159.61 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n14} > F_{14}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \qquad \text{Status} = \text{"O.K."} \qquad \frac{\phi \cdot F_{n14}}{F_{14}} = 1.10$$

Lo anterior incrementa la capacidad a flexión originalmente calculada para 8 barras no. 8. de la siguiente manera:

$$M_n := \phi_f \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \qquad M_n = 185.64 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Las cargas actuantes asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^* := \frac{M_n}{a_{\text{shear}}} = 132.60 \cdot \text{ton}$$

Con objeto de considerar la posible sobrerresistencia del elemento, se recalcula el momento nominal considerando que el esfuerzo que podría desarrollar el refuerzo longitudinal es de $1.25 f_y$:

$$M_{n^{**}} := \phi_f \cdot A_s \cdot 1.25 f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 232.05 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Y las cargas asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^{**} := \frac{M_{n^{**}}}{a_{\text{shear}}} = 165.75 \cdot \text{ton}$$

A.5.8.7 Refuerzo transversal del alma

Las disposiciones de la sección 11.7.4 del ACI 318-11 sobre refuerzo distribuido en las dos caras laterales de vigas peraltadas, se consideran satisfechas asumiendo que esta función la cumplirá el refuerzo con fibras de acero, de modo que el refuerzo con estribos y barras horizontales puede no ser necesario.

En este MPT, la capacidad del elemento modelo está gobernada por la resistencia del puntal 1-2.

La capacidad máxima de este puntal usando los factores β modificados, es:

$$F_{12\text{máx}} := \phi \cdot F_{n12} = 197.42 \cdot \text{ton}$$

La cual es mayor que la fuerza, con la cual se diseñó el puntal 1-2. que es:

$$F_{12} = 175.15 \cdot \text{ton}$$

Consecuentemente la carga externa asociada con $F_{12\text{máx}}$ sería:

$$P_{T\text{máx}} := F_{12\text{máx}} \cdot \sin(\alpha) = 111.38 \cdot \text{ton}$$

Que genéricamente se puede considerar como el cortante máximo que la viga podría soportar, por el diagrama de cortante que esta condición de carga implica.

Y recordando que la carga máxima asociada a la capacidad a flexión que puede soportar la viga es:

$$P^* = 132.60 \cdot \text{ton}$$

se puede concluir que la viga alcanzará su resistencia a cortante a P_{Tmax} .

Y el esfuerzo cortante nominal promedio a la falla sería:

$$v_u := \frac{P_{Tmax}}{b \cdot d} = 29.89 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Que normalizandolo con respecto a $\sqrt{f_c}$ resulta:

$$\frac{v_u}{\sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 1.73$$

Este valor es similar al límite del esfuerzo cortante promedio a la falla de $(1.87\sqrt{f_c})$ calculado con los resultados presentados por Parra-Montesinos, (2006) para especímenes con relación a/d de 1.5, 1.6 y 1.8, con un contenido de fibras de acero de promedio de 0.5% en volumen.

A.5.9 COMENTARIOS

En este procedimiento de diseño se ha partido de la hipótesis del incremento de los factores β_s y β_n para el cálculo de la resistencia a compresión efectiva del concreto por el uso de fibras de acero. El esquema de refuerzo obtenido con dicha hipótesis no requiere de barras de acero para confinamiento de los puntales inclinados, ya sea que estos se consideren con forma de botella o prismáticos.

Si bien, la metodología propuesta para modificar los factores β del MPT sólo puede corroborarse mediante la medición experimental, es un hecho que por las consideraciones propias del diseño con MPT, la incorporación de fibras de acero en el concreto podría permitir que se consideren factores β distintos, o bien, que se considere una contribución a la resistencia ante cortante por el uso de las mismas.

Este procedimiento de diseño conduce a las capacidades de carga más altas en comparación con otros procedimientos realizados.

Al no requerir del cumplir con las disposiciones de la sección A.3.3 del ACI 318-11, sólo se deben considerar los requisitos mínimos de la sección 11.7.4 para reducir y controlar los agrietamientos diagonales, sin embargo con base en los datos experimentales analizados, se asume que dichos requisitos, se satisfacen por el uso de CRFA.

A-6 Diseño de espécimen de prueba de CRFA conforme al Apéndice A del ACI 318-11 (MPT-2)

A.6.1 Propiedades de materiales y definición de unidades y constantes utilizadas en el diseño

$$\text{ton} := 1000\text{kg} \quad \text{psi} := \frac{\text{lb}}{\text{in}^2} \quad \text{ksi} := 70.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad 1000\text{psi} = 70.31 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Resistencia a la compresión del concreto} \quad f_c := 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Masa volumétrica del concreto} \quad w_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia de refuerzo longitudinal} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia de refuerzo transversal} \quad f_{yt} := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de Young del refuerzo} \quad E_s := 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Deformación de fluencia del refuerzo longitudinal} \quad \varepsilon_y := \frac{f_y}{E_s} \quad \varepsilon_y = 0.002$$

Factor de profundidad del bloque de compresión

$$\beta_1 := \text{if} \left(f_c \leq 4000 \cdot \text{psi}, 0.85, \text{if} \left(f_c > 8000 \cdot \text{psi}, 0.65, 1.05 - 0.05 \cdot \frac{f_c}{1000 \cdot \text{psi}} \right) \right)$$

$$\beta_1 = 0.84$$

A.6.2 Factores de carga y de reducción

$$\text{Factor de carga viva} \quad \gamma_{LL} := 1$$

$$\text{Factor de carga muerta} \quad \gamma_{DL} := 1$$

$$\text{Factor de reducción por cortante} \quad \phi_s := 0.75$$

$$\text{Factor de reducción por flexión} \quad \phi_f := 0.90$$

$$\text{Factor de reducción para modelo puntal-tensor} \quad \phi := 0.75 \quad \text{Sección 9.3.2.6}$$

A.6.3 Propiedades de la sección

$$\text{Longitud} \quad L := 4.42\text{m}$$

$$\text{Ancho} \quad b := 35\text{cm}$$

$$\text{Peralte} \quad h := 120\text{cm}$$

$$\text{Claro de cortante} \quad a_{\text{shear}} := 140\text{cm}$$

Longitud de placas de apoyo	$l_p := 40\text{cm}$	
Posición de placas a partir de paños	$d_{lp} := 21\text{cm}$	
Claro Libre	$l_{\text{clear}} := L - 2\left(\frac{l_p}{2} + d_{lp}\right)$	$l_{\text{clear}} = 360 \cdot \text{cm}$
Volumen	$\text{Vol} := b \cdot h \cdot L$	$\text{Vol} = 1.86 \cdot \text{m}^3$
Peso	$W := w_c \cdot \text{Vol}$	$W = 4.46 \cdot \text{ton}$

A.6.4 Recubrimiento

Criterio ACI 318-11. La sección 7.7 del ACI 318-11 (2011) establece que para vigas y columnas de concreto no expuestas a condiciones ambientales severas o en contacto con la tierra, el recubrimiento mínimo de concreto es de 1.5 plg. (50.8 mm).

Se empleará un recubrimiento libre medido entre la superficie de concreto y la rama transversal de los estribos de 5.55 cm, que supone que el refuerzo transversal se proporcionará mediante barras no. 3 por lo que el recubrimiento libre del refuerzo longitudinal será de 6.5 cm

$$\text{rec} := 6.5\text{cm} \quad \text{rec}_{\text{libre}} := \text{rec} - \frac{3}{8}\text{in} = 5.55 \cdot \text{cm}$$

A.6.5 Distancias libres entre barras en dirección horizontal y vertical

La sección 7.6 del ACI 318-11 establece que la distancia libre mínima entre barras de un mismo lecho debe ser la mayor entre d_b y 1 plg. (25.4 mm). La distancia libre mínima entre lechos paralelos debe ser 1 plg. (25.4 mm).

Para este caso, la separación de los lechos estará determinada por los requerimientos geométricos de los puntales, tensores o zonas nodales como se verá más adelante.

La separación libre entre los lechos de refuerzo por flexión se propone de 9 cm. $s_v := 9\text{cm}$

A.6.6 Cargas de diseño

- Cargas puntuales $P := 97\text{ton}$
 $P_u := \gamma_{LL} \cdot P$ $P_u = 97.00 \cdot \text{ton}$
- Uniforme por peso propio $\omega := \frac{W}{L}$ $\omega = 1008.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
 $\omega_u := \gamma_{DL} \cdot \omega$ $\omega_u = 1008.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

A partir de las cargas de diseño, los elementos mecánicos que se presentan en la viga son los de la figura A-2.

A.6.7 Diseño por flexión (ACI 318-11 Capítulo 10)

Cálculo de los momentos máximos que se presentan en el tercio central del claro:

- Por cargas vivas: $M_{LL} := P \cdot a_{\text{shear}}$ $M_{LL} = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$
- Por peso propio: $M_{DL} := \frac{\omega \cdot l_{\text{clear}}^2}{8}$ $M_{DL} = 1.63 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$ $\frac{M_{DL}}{M_{LL}} = 1.20 \cdot \%$

$$M_{u1} := \gamma_{LL} \cdot M_{LL} + \gamma_{DL} \cdot M_{DL} \quad M_{u1} = 137.43 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Considerando que el momento flexionante asociado con el peso propio es sólo el 1.2% del asociado con las cargas vivas, se desprecia el peso propio:

$$M_u := M_{LL} = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

A.6.7.1 Relación claro libre a peralte; Criterio ACI 10.7.1

De acuerdo con la sección 10.7.1 del ACI 318-11. Una viga peraltada es aquella cargada en una cara y apoyada en la cara opuesta, de modo que se puedan desarrollar puntales de compresión entre las cargas y los apoyos y tienen además:

- un claro libre, l_n igual o menor que 4 veces el peralte del elemento o
- regiones con cargas concentradas dentro de una distancia $2h$ desde la cara del apoyo

En el diseño de vigas diafragma no son aplicables las hipótesis generales del diseño por flexión.

$$l_n := L - 2 \cdot (l_p + dlp) \quad l_n = 3.20 \cdot \text{m} \quad \frac{l_n}{h} = 2.67$$

$$\text{Status} := \text{if}(l_n \leq 4 \cdot h, \text{"Viga Peraltada"}, \text{"Miembro esbelto a flexión"})$$

Por lo que este elemento se clasifica como: **Status = "Viga Peraltada"**

Asumiendo 2 capas de refuerzo longitudinal por flexión mediante barras no. 8 y refuerzo transversal mediante barras no. 3, el centroide del acero de refuerzo a tensión se puede calcular a partir de la suma del recubrimiento libre, el diámetro del refuerzo transversal, el diámetro del refuerzo longitudinal y la mitad de la separación libre entre lechos del refuerzo longitudinal como sigue:

$$y_{st} := \text{rec}_{\text{libre}} + \frac{3}{8} \cdot \text{in} + \frac{8}{8} \cdot \text{in} + \frac{1}{2} \cdot s_v = 13.54 \cdot \text{cm}$$

El peralte efectivo de la sección es:

$$d := h - y_{st} \quad d = 106.46 \cdot \text{cm}$$

La figura A-3 presenta el detalle de la ubicación del refuerzo longitudinal por flexión.

A.6.7.2 Momento resistente

Partiendo del principio de diseño por capacidad, el momento actuante debe ser menor o igual que el momento nominal resistente (sección R9.1 del ACI 318-11):

$$M_u \leq \phi M_n$$

Y el momento nominal resistente se puede calcular como sigue:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{donde } a, \text{ se refiere a la profundidad del bloque de compresión.}$$

Asumiendo que la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es 1/4 del peralte efectivo:

$$a_{\text{assum}} := 0.25 \cdot d$$

$$a_{\text{assum}} = 26.61 \cdot \text{cm}$$

El área de refuerzo longitudinal requerida resulta:

$$A_{\text{sreq}} := \frac{M_u}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{\text{assum}}}{2} \right)} \quad A_{\text{sreq}} = 38.57 \cdot \text{cm}^2$$

Usando barras no. 8 para proporcionar el área requerida de acero de refuerzo:

$$a_s := \frac{(1\text{in})^2 \cdot \pi}{4} = 5.07 \cdot \text{cm}^2$$

El número de barras necesarias será:

$$n_{\text{bars}} := \frac{A_{\text{sreq}}}{a_s} \quad n_{\text{bars}} = 7.61$$

Utilizando 8 barras del No 8:

$$A_s := 8 \cdot a_s \quad A_s = 40.54 \cdot \text{cm}^2$$

Revisando la profundidad del bloque de esfuerzos propuesta inicialmente:

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad a = 19.08 \cdot \text{cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} \quad c = 22.80 \cdot \text{cm}$$

La deformación correspondiente en el acero a tensión será:

$$\epsilon_s := 0.003 \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) \quad \epsilon_s = 0.011$$

Status := if($\epsilon_s > \epsilon_y$, "refuerzo de tensión fluyendo", "refuerzo de tensión no fluyendo")

Status = "refuerzo de tensión fluyendo"

La cuantía de refuerzo longitudinal en tensión será: $\rho_l := \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho_l = 0.011$

Por lo que el Momento nominal resistente esta dado por:

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad M_n = 165.01 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad M_u = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\phi_f \cdot M_n = 148.51 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi_f \cdot M_n > M_u, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

$$\frac{\phi_f \cdot M_n}{M_u} = 1.09$$

Status = "O.K."

A.6.7.3 Revisión de cuantías mínimas y máximas de refuerzo longitudinal

De acuerdo con la sección ACI 10.5.1, los límites de refuerzo mínimo son:

$$A_{smin1} := \frac{3\sqrt{f_c \cdot \text{psi}}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{smin1} = 12.22 \cdot \text{cm}^2$$

$$\frac{A_{smin1}}{b \cdot d} = 0.0033$$

$$A_{smin2} := \frac{200 \cdot \text{psi} \cdot b \cdot d}{f_y}$$

$$A_{smin2} = 12.47 \cdot \text{cm}^2$$

$$\frac{A_{smin2}}{b \cdot d} = 0.0033$$

$$A_{smin} := \max(A_{smin1}, A_{smin2})$$

$$\text{Status} := \text{if}(A_s > A_{smin}, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

Status = "O.K."

Si el refuerzo longitudinal mínimo se proporciona mediante barras no. 8:

$$n_{bars} := \frac{A_{smin}}{a_s}$$

$$n_{bars} = 2.46$$

Por lo tanto, se colocarán 3 barras no. 8 como refuerzo longitudinal mínimo en la zona de compresión de la viga.

Y el porcentaje de refuerzo longitudinal proporcionado en la zona de compresión de la viga es:

$$\rho_{neg} := \frac{3 \cdot a_s}{b \cdot d}$$

$$\rho_{neg} = 0.004$$

A.6.7.4 Revisión de la longitud de desarrollo y anclaje del refuerzo longitudinal (Sección ACI 12.11)

La longitud de desarrollo l_d que requiere una barra sujeta a tensión para desarrollar su esfuerzo de fluencia sin presentar problema de anclaje se obtiene como se indica en la sección 12.11.3 y 12.2.2 del ACI 318-11.

Para barras No 8:

diámetro de la barra:

$$d_b := 2.54 \text{cm}$$

$$a_s = 5.07 \cdot \text{cm}^2$$

$$l_d := \frac{f_y}{5.3 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot d_b = 116.21 \cdot \text{cm}$$

a menos que se coloque un gancho estándar

El desarrollo mediante ganchos estándar en tensión conforme a la sección 12.5 del ACI 318-11 para barras No 8 con ganchos a 90°, con recubrimiento lateral normal al plano del gancho mayor de 2.5 pulg y mayor de 2pulg paralelo al gancho, está dado por:

$$l_{dh} := \frac{0.7 \cdot .075 \cdot f_y}{\sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot d_b = 32.34 \cdot \text{cm}$$

Además, la longitud del dobléz del gancho debe ser al menos doce veces el diámetro de la barra, es decir:

$$12d_b = 30.48 \cdot \text{cm}$$

A.6.7.5 Capacidad de carga asociada con el momento flexionante resistente

Teniendo en cuenta, el momento nominal obtenido, las cargas actuantes asociadas a este momento flexionante son de:

$$P^* := \frac{\phi_f \cdot M_n}{a_{\text{shear}}} = 106.08 \cdot \text{ton}$$

Con objeto de considerar la posible sobrerresistencia del elemento, se recalcula el momento nominal considerando que el esfuerzo que puede desarrollar el refuerzo longitudinal es de $1.25 f_y$:

$$M_{n^{**}} := \phi_f \cdot A_s \cdot 1.25 f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 185.64 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Por lo que las cargas asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^{**} := \frac{M_{n^{**}}}{a_{\text{shear}}} = 132.60 \cdot \text{ton}$$

A.6.8 Diseño por cortante (Apendice A) del ACI 318-11

De acuerdo con la sección 11.7 del ACI 318-11, Las vigas peraltadas deben ser diseñadas tomando en cuenta una distribución de deformaciones no lineal o mediante el apéndice A del ACI 318-11 referente al modelo de puntales y tensores. En cualquier caso, se debe proveer una mínima distribución de refuerzo acorde con la sección 11.7.4.

A.6.8.1 Geometría del modelo de puntales y tensores (MPT-2)

Para el diseño por cortante de vigas peraltadas, el ACI 318-11, establece como válido emplear el modelo de puntales y tensores. En este caso, el modelo a utilizar es el de la figura A.5:

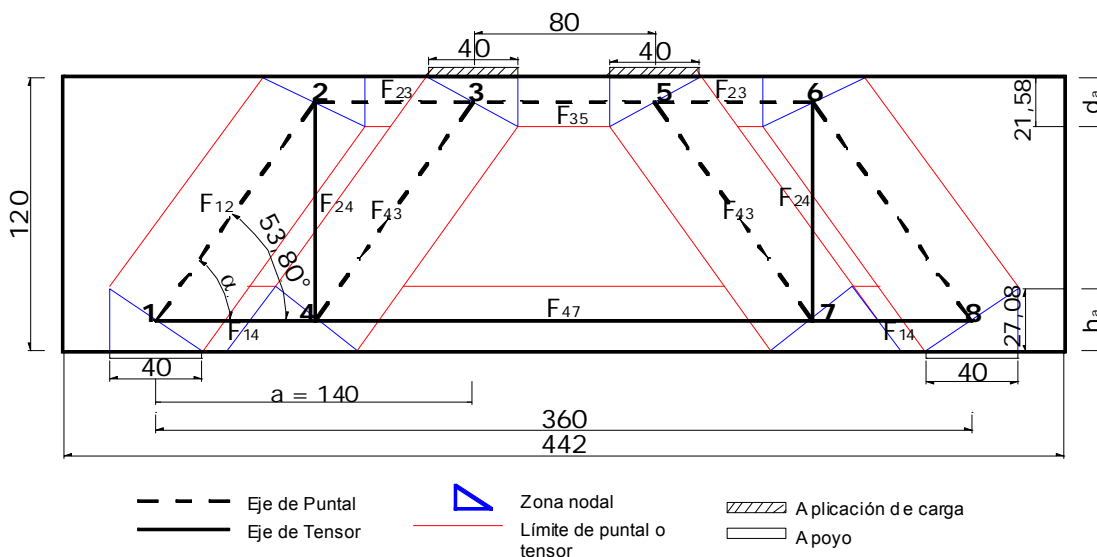


Figura A-5 -- Modelo de Puntales y Tensores (2) empleado para diseño

Primeramente se debe cumplir con la disposición de la sección 11.7.3, que indica que una viga peraltada debe ser proporcionada de modo que V_u , sea menor que:

$$V_{u\max} := \phi \cdot 2.65 \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d \quad \text{y dado que } V_u := 97\text{ton, la viga es adecuada.}$$

$$\text{Status} := \text{if}(V_u > V_{u\max}, \text{"Checar"}, \text{"OK"}) \quad \text{Status} = \text{"OK"}$$

Empleando la ubicación del refuerzo longitudinal calculado por flexión y asumiendo que d_a es 1/5 del peralte efectivo:

$$d_a := 0.20 \cdot d \quad d_a = 21.29 \cdot \text{cm}$$

De un recálculo asociado con la revisión de la cara vertical del nodo 2, se sabe que:

$$d_a := 21.60\text{cm}$$

Por lo que la recomendación de asumir que d_a es 1/5 del peralte efectivo es adecuada

Para calcular el ángulo de inclinación del puntal principal α y el brazo de palanca entre el puntal de la cuerda superior y el tensor de la cuerda inferior z se tiene:

$$\alpha := \text{atan}\left(\frac{d - \frac{d_a}{2}}{\frac{a_{\text{shear}}}{2}}\right) \quad \alpha = 53.80 \cdot ^\circ \quad z := d - \frac{d_a}{2} = 95.66 \cdot \text{cm}$$

$$a_{\text{shear}} = 140.00 \cdot \text{cm}$$

Además se debe verificar que el ángulo de inclinación del puntal no sea mayor de 25° , (ACI 318-11))

$$\text{Status} := \text{if}(\alpha > 25 \cdot ^\circ, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

A.6.8.2 Cálculo de las fuerzas en los elementos del MPT

Resolviendo la armadura por equilibrio, resulta:

$$l_{\text{clear}} = 3.60 \cdot \text{m}$$

$$P_u = 97.00 \cdot \text{ton}$$

$$P_T := P_u + \frac{\omega_u \cdot l_{\text{clear}}}{2} = 98.81 \cdot \text{ton}$$

$$F_{12} := \frac{P_T}{\sin(\alpha)}$$

$$F_{14} := \frac{P_T}{\tan(\alpha)}$$

$$F_{12} = 122.44 \cdot \text{ton}$$

$$F_{14} = 72.31 \cdot \text{ton}$$

$$F_{43} := F_{12} = 122.44 \cdot \text{ton}$$

$$F_{23} := F_{14} = 72.31 \cdot \text{ton}$$

$$F_{24} := P_T = 98.81 \cdot \text{ton}$$

$$F_{35} := F_{23} + F_{43} \cdot \cos(\alpha) = 144.62 \cdot \text{ton}$$

$$F_{47} := F_{14} + F_{43} \cdot \cos(\alpha) = 144.62 \cdot \text{ton}$$

La nomenclatura de las fuerzas de los elementos del MPT corresponden con los nodos a los que conectan. (Ver figura A-5)

A.6.8.3 Geometría de los nodos

De acuerdo con la sección A.5 del Apéndice A del ACI 318-11, la resistencia nominal de las zonas nodales F_{nn} debe ser:

$$F_{nn} = f_{ce} \cdot A_{nz}$$

Donde f_{ce} es la resistencia efectiva a la compresión del concreto en una zona nodal, como se da en A.5.2 y A_{nz} es la menor de:

- el área de la cara de una zona nodal en donde actúa F_u , tomada en forma perpendicular a la línea de acción de F_u o
- el área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

A.6.8.4 Revisión de los nodos del MPT

La figura A-8 muestra la geometría del nodo 1 (MPT-2)

El factor β de las expresiones del cálculo del esfuerzo de compresión efectivo en zonas nodales y tensores se emplea con el objetivo de "tomar en cuenta el efecto del agrietamiento y el confinamiento del refuerzo sobre la resistencia a compresión efectiva en un elemento del MPT". Para un diseño de vigas peraltadas de CRFA, se propone modificar el valor de estos factores β_s y β_n para considerar el mejoramiento de las propiedades del CRFA con respecto al concreto normal.

Nodo 1. Cara vertical

De acuerdo con la tabla 5.6 del capítulo 5 de este trabajo: En zonas nodales que anclan un tensor $\beta_n^* = 0.97$, y el esfuerzo de compresión efectivo f_{ce} esta dado por:

$$\beta_n := 0.97$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \qquad f_{ce} = 247.35 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \qquad \phi \cdot f_{ce} = 185.51 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área requerida para la cara del tensor sería:

$$A_{\text{req}} := \frac{F_{14}}{\phi \cdot f_{ce}} \qquad A_{\text{req}} = 389.78 \cdot \text{cm}^2$$

Y la altura requerida del nodo sería:

$$h_{\text{areq}} := \frac{A_{\text{req}}}{b} \qquad h_{\text{areq}} = 11.14 \cdot \text{cm} \qquad b = 35.00 \cdot \text{cm}$$

$$h_a := 2 \cdot (y_{\text{st}}) \qquad h_a = 27.08 \cdot \text{cm} \qquad y_{\text{st}} = 13.54 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Status} := \text{if}(h_a > h_{\text{areq}}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \qquad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

$$\frac{h_a}{h_{\text{areq}}} = 2.43 \qquad \text{Por lo que la altura de la zona nodal es adecuada}$$

Nodo 1. Cara de apoyo

El esfuerzo de compresión efectivo sería:

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 247.35 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área de la cara de apoyo es:

$$l_p = 40.00 \cdot \text{cm} \quad A_{c1h} := b \cdot l_p \quad A_{c1h} = 1400.00 \cdot \text{cm}^2$$

Finalmente, la fuerza de compresión que el nudo podría resistir sería:

$$F_{n1} := f_{ce} \cdot A_{c1h} \quad F_{n1} = 346.29 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n1} = 259.72 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n1} > P_T, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."} \quad \frac{\phi \cdot F_{n1}}{P_T} = 2.63$$

Nodo 1. Cara del puntal

El ancho de la cara del puntal (de acuerdo con la figura 2.7) es:

$$w_p := h_a \cdot \cos(\alpha) + l_p \cdot \sin(\alpha) = 48.27 \cdot \text{cm} \quad \alpha = 53.80 \cdot ^\circ$$

Y el área correspondiente a la cara del puntal está dada por:

$$A_{c1i} := b \cdot (h_a \cdot \cos(\alpha) + l_p \cdot \sin(\alpha)) \quad A_{c1i} = 1689.53 \cdot \text{cm}^2$$

$$h_a = 27.08 \cdot \text{cm} \quad l_p = 40.00 \cdot \text{cm} \quad h_a = 27.08 \cdot \text{cm}$$

Por lo que la fuerza que dicha cara del nudo podría resistir será:

$$F_{n1} := f_{ce} \cdot A_{c1i} \quad F_{n1} = 417.90 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n1} = 313.43 \cdot \text{ton}$$

$$F_{12} = 122.44 \cdot \text{ton} \quad \frac{\phi \cdot F_{n1}}{F_{12}} = 2.56$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n1} > F_{12}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

Nodo 2

La figura A-9. muestra la geometría del nodo 2 (MPT-1)

Nodo 2. Cara vertical (cara del puntal de la cuerda superior)

De acuerdo con la tabla 5.6 del capítulo 5 de este trabajo: En zonas nodales que anclan un tensor $\beta_n^* = 0.97$, y el esfuerzo de compresión efectivo f_{ce} esta dado por:

$$\beta_n := 0.97 \quad f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 247.35 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área requerida para la cara del nodo sería:

$$A_{req} := \frac{F_{23}}{\phi \cdot f_{ce}} \quad A_{req} = 389.78 \cdot \text{cm}^2$$

Y la altura requerida del nodo sería:

$$d_{areq} := \frac{A_{req}}{b} \quad d_{areq} = 11.14 \cdot \text{cm} \quad d_a = 21.60 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Status} := \text{if}(d_{areq} < 1.05 \cdot d_a, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."} \quad \frac{d_a}{d_{areq}} = 1.94$$

Nodo 2. Cara del puntal inclinado

La anchura de la cara del puntal en el nodo 2 esta dada por:

$$(d_a \cdot \cos(\alpha) + l_b \cdot \sin(\alpha)) = w_p$$

Empleando el ancho de puntal calculado para revisión del nodo 1, sabemos que:

$$l_b := \frac{w_p - d_a \cdot \cos(\alpha)}{\sin(\alpha)} = 44.01 \cdot \text{cm}$$

$$d_a = 21.60 \cdot \text{cm}$$

$$d_a \cdot \cos(\alpha) = 12.76 \cdot \text{cm}$$

$$l_b = 44.01 \cdot \text{cm}$$

$$l_b \cdot \sin(\alpha) = 35.52 \cdot \text{cm}$$

$$(d_a \cdot \cos(\alpha) + l_b \cdot \sin(\alpha)) = 48.27 \cdot \text{cm}$$

El área de dicha cara del puntal inclinado en el nodo 2 resulta:

$$A_{c2i} := b \cdot (d_a \cdot \cos(\alpha) + l_b \cdot \sin(\alpha)) \quad A_{c2i} = 1689.53 \cdot \text{cm}^2$$

Finalmente la fuerza que puede soportar dicha cara del puntal en el nodo 2 sería:

$$F_{n2} := f_{ce} \cdot A_{c2i}$$

$$F_{n2} = 417.90 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n2} > F_{12}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \phi \cdot F_{n2} = 313.43 \cdot \text{ton}$$

Status = "O.K."

$$\frac{\phi \cdot F_{n2}}{F_{12}} = 2.56$$

Nodo 3

La figura A-10 muestra la geometría del nodo 3.

Nodo 3. Cara Vertical

De acuerdo con la tabla 5.6, en zonas nodales limitadas por puntales y/o áreas de apoyo $\beta_n = 1.2$ y el esfuerzo efectivo de compresión esta dado por:

$$\beta_n := 1.20 \quad f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 306.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área requerida para la cara vertical del nudo sería:

$$A_{\text{req}} := \frac{F_{35}}{\phi \cdot f_{ce}} \quad A_{\text{req}} = 630.14 \cdot \text{cm}^2$$

Y la altura requerida por la cara vertical del nodo sería:

$$d_{\text{areq}} := \frac{A_{\text{req}}}{b} \quad d_{\text{areq}} = 18.00 \cdot \text{cm} \quad d_a = 21.60 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Status} := \text{if}(d_{\text{areq}} < 1.05 \cdot d_a, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

Status = "O.K."

$$\frac{d_a}{d_{\text{areq}}} = 1.20$$

Nodo 3. Cara del puntal inclinado:

La anchura de la cara del puntal inclinado en el nodo 3 esta dada por :

$$(d_a \cdot \cos(\alpha) + l_p \cdot \sin(\alpha)) = w_p \quad w_p = 48.27 \cdot \text{cm}$$

$$d_a = 21.60 \cdot \text{cm}$$

$$l_p = 40.00 \cdot \text{cm}$$

$$f_{ce} = 306.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Y el área requerida para la cara del puntal inclinado en el nodo sería:

$$A_{\text{req}} := \frac{F_{43}}{\phi \cdot f_{ce}} \quad A_{\text{req}} = 533.53 \cdot \text{cm}^2$$

Por lo que la anchura del puntal inclinado requerida sería:

$$w_{\text{preq}} := \frac{A_{\text{req}}}{b} \quad w_{\text{preq}} = 15.24 \cdot \text{cm} \quad \frac{w_p}{w_{\text{preq}}} = 3.17$$

$$\text{Status} := \text{if}(w_{\text{preq}} < 1.05 \cdot w_p, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

Status = "O.K."

Nodo 3. Cara de aplicación de carga:

El área requerida por el nodo 3 para soportar la carga aplicada es:

$$A_{\text{req}} := \frac{P_T}{\phi \cdot f_{ce}} \quad f_{ce} = 306.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad A_{\text{req}} = 430.56 \cdot \text{cm}^2$$

Y la respectiva anchura requerida de esa cara del nodo resulta:

$$l_{\text{areq}} := \frac{A_{\text{req}}}{b} \quad l_{\text{areq}} = 12.30 \cdot \text{cm} \quad \frac{l_p}{l_{\text{areq}}} = 3.25 \quad l_p = 40.00 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Status} := \text{if}(l_{\text{areq}} < 1.05 \cdot l_p, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

Status = "O.K."

Por lo que la anchura de la placa de aplicación de carga es adecuada.

Nodo 4

La figura A-11 muestra la geometría del nodo 4.

Nodo 4. Cara Vertical

De acuerdo con la tabla 5.6, en zonas nodales que anclan dos o más tensores $\beta_n = 0.7$ (modificado por la presencia de fibras), y el esfuerzo de compresión efectivo f_{ce} esta dado por:

$$\beta_n := 0.7 \quad f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 178.50 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto el área vertical requerida para dicho nodo sería:

$$A_{\text{req}} := \frac{F_{47}}{\phi \cdot f_{ce}} \quad A_{\text{req}} = 1080.24 \cdot \text{cm}^2$$

Y la anchura requerida de la respectiva cara del nodo sería:

$$h_{\text{areq}} := \frac{A_{\text{req}}}{b} \quad h_{\text{areq}} = 30.86 \cdot \text{cm} \quad h_a = 27.08 \cdot \text{cm} \quad y_{\text{st}} = 13.54 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Status} := \text{if}(h_{\text{areq}} < 1.05 \cdot h_a, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

Status = "Check"

$$\frac{h_a}{h_{\text{areq}}} = 0.88$$

Los esfuerzos en la cara vertical del nodo 4 son mayores a los permisibles, por lo que se propone distribuir el acero del tensor F_{47} , en una distancia h_{areq} de 30 cm.

Es decir que el centroide del acero de refuerzo para el tensor F_{47} , estará a 15 cm del paño inferior de la viga.

Nodo 4. Cara del puntal

El esfuerzo de compresión efectivo en la zona nodal del nodo 4 es:

$$\beta_n = 0.70 \quad f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_n \cdot f_c \quad f_{ce} = 178.50 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El área requerida para la cara del nodo 4 que da al puntal inclinado sería:

$$A_{req} := \frac{F_{43}}{\phi \cdot f_{ce}} \quad A_{req} = 914.62 \cdot \text{cm}^2$$

Por lo que la ancura de dicha cara del puntal inclinado en el nodo sería:

$$w_{preq} := \frac{A_{req}}{b} \quad w_{preq} = 26.13 \cdot \text{cm} \quad w_p := h_a \cdot \cos(\alpha) + l_p \cdot \sin(\alpha) = 48.27 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Status} := \text{if}(l_{areq} < 1.05 \cdot w_p, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

$$\frac{w_p}{w_{preq}} = 1.85 \quad \text{Por lo que la anchura del puntal inclinado en el nodo 4 es adecuada.}$$

A.6.8.5 Esfuerzos en puntales

De acuerdo con la sección A.3.1. La resistencia nominal a la compresión de un puntal sin refuerzo longitudinal, F_{ns} , debe tomarse como el menor valor calculado en ambos extremos del puntal.

$$F_{ns} = f_{ce} \cdot A_{cs}$$

Donde A_{cs} es el área de la sección transversal en un extremo del puntal

Puntal 1-2 (puntal inclinado)

La menor área de los dos extremos del puntal inclinado es:

$$A_{c12} := \min(A_{c1i}, A_{c2i}) \quad A_{c12} = 1689.53 \cdot \text{cm}^2$$

Para concreto de peso normal $\lambda := 1.0$ de acuerdo con la sección 8.6.1 del ACI 318-11

Assumiendo que se trata de un puntal en forma de botella, en los que el ancho de la sección media del puntal es mayor que el ancho en los nodos y assumiendo que no se previene deformación lateral y no se provee refuerzo en el alma, el factor β_s modificado por la presencia de fibras de acero, se puede tomar de la tabla 5.6 como:

$$\beta_s := 0.73 \cdot \lambda \quad \text{Y el esfuerzo efectivo de compresión en el puntal es:}$$

$$f_{ce} := 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c \quad f_{ce} = 186.15 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo que la capacidad de dicho puntal sería:

$$F_{n12} := f_{ce} \cdot A_{c12} \quad F_{n12} = 314.51 \cdot \text{ton}$$

$$F_{12} = 122.44 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n12} = 235.88 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n12} > F_{12}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."} \quad \frac{\phi \cdot F_{n12}}{F_{12}} = 1.93$$

Para este caso, aunque el puntal inclinado se considera con forma de botella, este no requiere ser confinado con refuerzo que cumpla con A.3.3, pero la viga si requiere de refuerzo transversal para tomar la fuerza del tensor vertical F_{24} , En este caso es indistinto considerar un puntal con forma de botella o de sección uniforme, ya que este último, tiene mayor capacidad.

Puntal 2-3 (cuerda superior)

El área del puntal 3-5 es: $A_{c3} := d_a \cdot b$ $A_{c3} = 756.00 \cdot \text{cm}^2$

Asumiendo que no se previene deformación lateral y no se provee refuerzo en el alma del puntal ya que este es de sección transversal uniforme a lo largo de su longitud, y se tarta de concreto reforzado con fibras (Tabla 5.6)

$\beta_s := 1.2$ Y el esfuerzo efectivo de compresión en el puntal es:

$$f_{cu} := 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c \quad f_{cu} = 306.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_{23} = 72.31 \cdot \text{ton}$$

Por lo que la capacidad de dicho puntal sería:

$$F_{n23} := f_{cu} \cdot A_{c3} \quad F_{n23} = 231.34 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n23} = 173.50 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n23} > F_{23}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."} \quad \frac{\phi \cdot F_{n23}}{F_{23}} = 2.40$$

Puntal 3-5 (cuerda superior)

El área del puntal 3-5 es: $A_{c3} := d_a \cdot b$ $A_{c3} = 756.00 \cdot \text{cm}^2$

Asumiendo que no se previene deformación lateral y no se provee refuerzo en el alma del puntal ya que este es de sección transversal uniforme a lo largo de su longitud y concreto reforzado con fibras (Tabla 5.6)

$\beta_s := 1.2$ Y el esfuerzo efectivo de compresión en el puntal es:

$$f_{cu} := 0.85 \cdot \beta_s \cdot f_c \quad f_{cu} = 306.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_{35} = 144.62 \cdot \text{ton}$$

$$F_{n35} := f_{cu} \cdot A_{c3} \quad F_{n35} = 231.34 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n35} = 173.50 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n35} > F_{35}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."} \quad \frac{\phi \cdot F_{n35}}{F_{35}} = 1.20$$

A.6.8.6 Esfuerzos en tensores

Tensor 1-4 (Cuerda inferior)

De acuerdo con la sección A.4, la resistencia nominal de un tensor sin acero de presfuerzo, F_{nt} , debe calcularse como:

$$F_{nt} = A_{ts} \cdot f_y$$

Por lo que el área de acero requerida en el tensor sería:

$$A_{tsreq} := \frac{F_{14}}{\phi \cdot f_y} \quad A_{tsreq} = 22.96 \cdot \text{cm}^2$$

Usando barras no. 8:

$$a_s := \frac{(1\text{in})^2 \cdot \pi}{4} = 5.07 \cdot \text{cm}^2$$

$$n_{\text{bars}} := \frac{A_{\text{tsreq}}}{a_s}$$

$$n_{\text{bars}} = 4.53$$

De aquí se observa que para el tensor 1-4, es suficiente emplear 5 barras no. 8 de las requeridas por flexión. Sin embargo, por disposición de la sección R11.7.1 del ACI 318-11 el acero longitudinal de vigas peraltadas debe extenderse hasta los apoyos y ser adecuadamente anclada mediante ganchos u otros dispositivos.

Tensor 4-7 (Cuerda inferior)

El área de acero requerida por el tensor es:

$$A_{\text{tsreq}} := \frac{F_{47}}{\phi \cdot f_y}$$

$$A_{\text{tsreq}} = 45.91 \cdot \text{cm}^2$$

Usando barras no. 8 resulta:

$$n_{\text{bars}} := \frac{A_{\text{tsreq}}}{a_s}$$

$$n_{\text{bars}} = 9.06$$

Para este tensor, se necesita emplear 10 barras no. 8 con lo que se aumenta la cuantía de refuerzo por flexión.

$$A_s := 10 \cdot a_s$$

$$A_s = 50.67 \cdot \text{cm}^2$$

Por lo que ahora la capacidad a tensión del tensor será de:

$$F_{n47} := f_y \cdot A_s$$

$$F_{n47} = 212.82 \cdot \text{ton}$$

$$F_{47} = 144.62 \cdot \text{ton}$$

$$\phi \cdot F_{n47} = 159.61 \cdot \text{ton}$$

$$\frac{\phi \cdot F_{n47}}{F_{47}} = 1.10$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n47} > F_{47}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"O.K."}$$

Lo anterior incrementa el momento resistente nominal por aumento en el refuerzo por flexión y esta dado por:

$$M_n := \phi_f \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 185.64 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Las cargas actuantes asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^* := \frac{M_n}{a_{\text{shear}}} = 132.60 \cdot \text{ton}$$

Con objeto de considerar la posible sobrerresistencia del elemento, se recalcula el momento nominal considerando que el esfuerzo que podría desarrollar el refuerzo longitudinal es de $1.25 f_y$:

$$M_{n^{**}} := \phi_f \cdot A_s \cdot 1.25 f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 232.05 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Y las cargas asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^{**} := \frac{M_{n^{**}}}{a_{\text{shear}}} = \blacksquare \cdot \text{ton}$$

Tensor 2-4 (Tensor vertical)

El área de acero requerida para este tensor es de:

$$A_{tsreq} := \frac{F_{24}}{\phi \cdot f_y} \quad A_{tsreq} = 31.37 \cdot \text{cm}^2 \quad F_{24} = 98.81 \cdot \text{ton}$$

Si se emplean barras no. 3, el número requerido de ellas sería:

$$a_s := \frac{\left(\frac{3}{8} \text{in}\right)^2 \cdot \pi}{4} = 0.71 \cdot \text{cm}^2 \quad n_{bars} := \frac{A_{tsreq}}{2a_s} \quad n_{bars} = 22.01$$

empleando 22 barras no. 3, @ 6cm a manera de estribos cerrados tenemos:

$$A_s := 22 \cdot 2 \cdot a_s \quad A_s = 31.35 \cdot \text{cm}^2$$

Y la capacidad del tensor asociada al refuerzo proporcionado mediante estribos sería de:

$$F_{n24} := f_y \cdot A_s \quad F_{n24} = 131.68 \cdot \text{ton}$$

$$F_{24} = 98.81 \cdot \text{ton} \quad \phi \cdot F_{n24} = 98.76 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(\phi \cdot F_{n24} \geq F_{24}, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \text{Status} = \text{"Check"}$$

Sin embargo el refuerzo se considera adecuado ya que:

$$\frac{\phi \cdot F_{n24}}{F_{24}} = 1.00$$

Además la separación de las barras no. 3 se puede determinar dividiendo el area tributaria del tensor 2-4 (claro de cortante), entre el número de barras requeridas:

$$s_i := \frac{a_{shear}}{n_{bars}} \quad s_i = 6.36 \cdot \text{cm}$$

Por lo que las barras no.3 se colocarán a cada 6 cm de separación en forma de estribos cerrados.

A.6.8.7 Refuerzo transversal del alma

Las disposiciones de la sección 11.7.4 del ACI 318-11 sobre refuerzo distribuido en las dos caras laterales de vigas peraltadas, se consideran satisfechas asumiendo que esta función la cumplirá el refuerzo con fibras de acero, de modo que el refuerzo con estribos y barras horizontales puede no ser necesario.

En este MPT, la capacidad del elemento esta gobernada por la resistencia de la cara vertical del nodo 4, o bien del tensor vertical 2-4 los cuales se calcularon al límite de su capacidad, por lo que se considera que la carga de diseño es precisamente la carga máxima que la viga puede soportar, que genéricamente se puede considerar como el cortante máximo que la viga podría soportar, por el diagrama de cortante que esta condición de carga implica.

Y recordando que la carga máxima asociada a la capacidad a flexión que puede soportar la viga es:

$$P^* = 132.60 \cdot \text{ton}$$

se puede concluir que la falla de la viga se producirá por cortante a una carga de P_T

Y el esfuerzo cortante nominal promedio a la falla sería:

$$v_u := \frac{P_T}{b \cdot d} = 26.52 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Que normalizandolo con respecto a $\sqrt{f'_c}$ resulta:

$$\frac{v_u}{\sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 1.53$$

Este valor es 18% menor al límite del esfuerzo cortante promedio a la falla de $(1.87 \sqrt{f'_d})$ calculado con los resultados presentados por Parra-Montesinos, (2006) para especímenes con relación a/d de 1.5, 1.6 y 1.8, con un contenido de fibras de acero promedio de 0.5% en volumen.

A.6.9 COMENTARIOS

En este segundo modelo de puntales y tensores que emplea tensores verticales entre las cargas y los apoyos, a pesar de las consideraciones referentes al uso de CRFA, los requisitos de refuerzo transversal vertical, no dejan de ser necesarios.

Lo anterior se debe a que el MPT empleado supone que toda la carga vertical se transmitirá a través del tensor vertical y que la capacidad de dicho tensor no se afecta de algún modo por la presencia de fibras con la metodología propuesta, lo cual resulta conservador no sólo por el hecho de que el concreto puede ser capaz de tomar cierta parte de la carga mediante un puntal directo como en el MPT-1, sino también porque tal capacidad del concreto puede ser mayor debido a la presencia de las fibras de acero.

En este caso, resulta irrelevante considerar puntales de botella o prismáticos, ya que ambos tipos de puntales son satisfactoriamente adecuados para resistir las fuerzas sin la necesidad de proporcionar acero de confinamiento de acuerdo con la sección A.3.3 del ACI 318-11.

El tensor de la cuerda inferior del MPT no es adecuado si se usa sólo el refuerzo que se obtuvo en el diseño por flexión (8 barras no. 8). Fue necesario aumentar dicho refuerzo a 10 barras no. 8. Así mismo, fue necesario que dicho refuerzo se distribuyera de modo que los esfuerzos en las caras verticales de los nodos 4 y 7 no tuvieran problemas de concentración de esfuerzos. Para esto, el centroide del refuerzo longitudinal a tensión y_{st} se desplazó hacia arriba para ubicarse a 15 cm del paño inferior de la viga de modo que el área de dicha cara del nodo, fuera adecuada ante la demanda de esfuerzos.

De la configuración de refuerzo de este procedimiento de diseño con CRFA se concluye que por las características geométricas del MPT-2, resulta una muy ligera disminución de la cuantía de refuerzo por cortante respecto a al MPT-2 sin fibras de acero, aunque el refuerzo horizontal del elemento puede suprimirse ya que sólo sería necesario para controlar la anchura y distribución de grietas, aspectos que son cubiertos por el uso de las fibras de acero.

De cualquier modo, debe notarse que los factores de sobrerresistencia de los puntales y de las zonas nodales, son mayores que correspondientes para los elementos del modelo MPT-2 sin fibras.

A.7 Diseño de espécimen de prueba de CRFA conforme a NTC del RCDF (2004)

A.7.1 Propiedades de materiales y definición de unidades y constantes utilizadas en el diseño

	ton := 1000kg	
Resistencia a la compresión del concreto	$f'_c := 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
Masa volumétrica del concreto	$w_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	
Esfuerzo de fluencia de refuerzo longitudinal	$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
Esfuerzo de fluencia de refuerzo transversal	$f_{yt} := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal y transversal	$E_s := 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
Deformación de fluencia del refuerzo longitudinal	$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s}$	$\epsilon_y = 0.002$
Resistencia de compresión nominal para diseño	$f^*_c := 0.8 \cdot f'_c = 240.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	

$$\beta_1 := \left[\text{if} \left[f^*_c \leq 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, 0.85, \text{if} \left[f^*_c < 560 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1400 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right), 0.65 \right] \right] \right]$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión

$$f''_c := \beta_1 \cdot f^*_c = 204.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

A.7.2 Factores de carga y de reducción

Factor de carga viva	$\gamma_{LL} := 1$
Factor de carga muerta	$\gamma_{DL} := 1$
Factor de reducción por cortante	$F_{RV} := 0.8$
Factor de reducción por flexión	$F_{RF} := 0.90$
Factor de reducción por aplastamiento	$F_{Raplst} := 0.7$

A.7.3 Propiedades de la sección

Longitud	$L := 4.42\text{m}$	
Ancho	$b := 35\text{cm}$	
Peralte	$h := 120\text{cm}$	
Claro de cortante	$a_{\text{shear}} := 140\text{cm}$	
Longitud de placas de apoyo	$l_p := 40\text{cm}$	
Posición de placas a partir de paños	$d_{lp} := 21\text{cm}$	
Claro libre	$l_{\text{clear}} := L - 2\left(\frac{l_p}{2} + d_{lp}\right)$	$l_{\text{clear}} = 360 \cdot \text{cm}$
Volumen	$\text{Vol} := b \cdot h \cdot L$	$\text{Vol} = 1.86 \cdot \text{m}^3$
Peso	$W := w_c \cdot \text{Vol}$	$W = 4.46 \cdot \text{ton}$

A.7.4 Recubrimiento

La sección 4.9.2 de las NTC del RCDF establece que para vigas y columnas de concreto no expuestas a condiciones ambientales severas o en contacto con la tierra, el recubrimiento mínimo de concreto es de (20 mm). Para elementos expuestos a la intemperie, en ambientes agresivos, el recubrimiento mínimo es de (45 mm).

Se empleará un recubrimiento libre medido entre la superficie de concreto y la rama transversal de los estribos de 5.55 cm, que supone que el refuerzo transversal se proporcionará mediante barras no. 3. Este recubrimiento coincide con el usado para el diseño hecho mediante los modelos de puntales y tensores:

$$\text{rec} := 6.5\text{cm} \quad \text{rec}_{\text{libre}} := \text{rec} - \frac{3}{8}\text{in} = 5.55 \cdot \text{cm}$$

A.7.5 Distancias libres entre barras en dirección horizontal y vertical

Criterio NTC del RCDF. La sección 5.9 establece que la distancia libre mínima entre barras de un mismo lecho es la mayor entre d_b y 1.5 veces el T.M.A.: la distancia libre mínima entre lechos paralelos no será menor de 20 mm o de el diametro de la barra d_b .

Para este caso, la separación de los lechos estará determinada por los requerimientos mínimos. Se proponen 6 cm como separacion libre medida entre los lechos del refuerzo longitudinal:

$$s_v := 6\text{cm}$$

A.7.6 Cargas de diseño

- Cargas puntuales $P := 97\text{ton}$
- $$P_u := \gamma_{LL} \cdot P \quad P_u = 97.00 \cdot \text{ton}$$

- Uniforme por peso propio. $\omega := \frac{W}{L}$ $\omega = 1008.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
 $\omega_u := \gamma_{DL} \cdot \omega$ $\omega_u = 1008.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

A partir de las cargas de diseño, los elementos mecánicos que se presentan en la viga son los de la figura A-2.

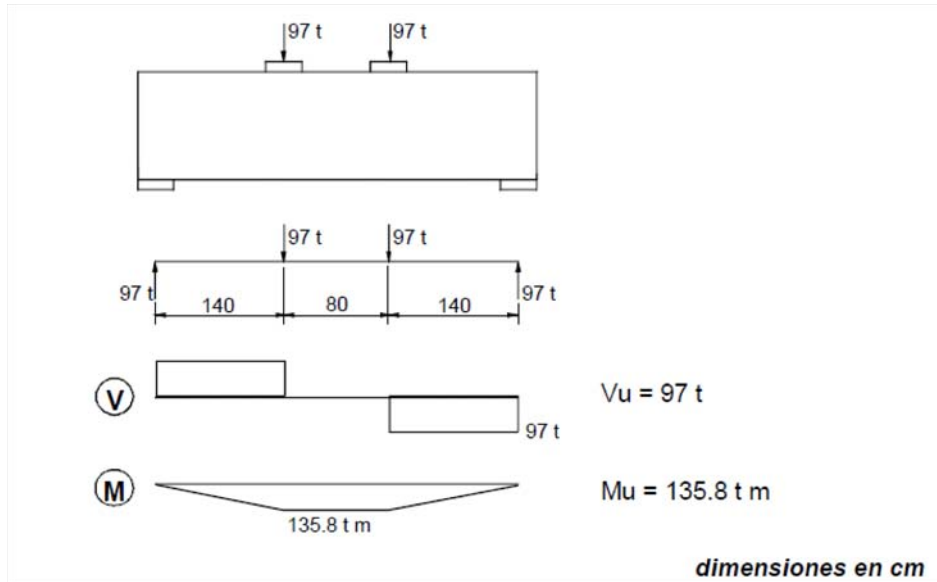


Figura A-2. Diagrama de cortante y de momento flexionante para la viga

A.7.7 Diseño por flexión (sección 2.2 de las NTC de concreto del RCDF)

Cálculo de los Momentos Máximos al centro del claro

- Por cargas vivas: $M_{LL} := P \cdot a_{\text{shear}}$ $M_{LL} = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$
 - Por peso propio: $M_{DL} := \frac{\omega \cdot l_{\text{clear}}^2}{8}$ $M_{DL} = 1.63 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$ $\frac{M_{DL}}{M_{LL}} = 1.20 \cdot \%$
- $$M_{u1} := \gamma_{LL} \cdot M_{LL} + \gamma_{DL} \cdot M_{DL} \quad M_{u1} = 137.43 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Considerando que el momento flexionante asociado con el peso propio es sólo el 1.2% del asociado con las cargas vivas, se desprecia el peso propio:

$$M_u := M_{LL} = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

A.7.7.1 Relación claro libre a peralte

De acuerdo con la sección 2.5.5 de las NTC-C del RCDF 2004, una viga diafragma, es aquella cuya relación claro libre entre apoyos L , a peralte total h , es menor que 2.5 si son continuas en varios claros, o menor que 2.0 si constan de un solo claro libremente apoyado. En el diseño de vigas diafragma no son aplicables las hipótesis generales del diseño por flexión.

$$l_n := L - 2 \cdot (l_p + dlp) \quad l_n = 3.20 \cdot m \quad \frac{l_n}{h} = 2.67$$

Status := if($l_n \leq 2.0 \cdot h$, "Viga diafragma", "Miembro esbelto a flexión")

Status = "Miembro esbelto a flexión"

Por lo que se diseñará como una viga esbelta sujeta a flexión

De acuerdo con la definición de las NTC-C del RCDF 2004, los especímenes de este trabajo no califican como vigas diafragma o "vigas peraltadas". Debe notarse sin embargo, que la relación entre claro libre y peralte total de dichos especímenes es cercana al límite establecido en dichas normas. Por ello, se puede asumir que el comportamiento de los especímenes será similar al de vigas diafragma, en el entendido que una viga peraltada no necesariamente es una viga diafragma.

Asumiendo 2 capas de refuerzo longitudinal por flexión mediante barras no. 8 y refuerzo transversal mediante barras no. 3, el centroide del acero de refuerzo a tensión se puede calcular a partir de la suma del recubrimiento libre, el diámetro del refuerzo transversal, el diámetro del refuerzo longitudinal y la mitad de la separación libre entre lechos del refuerzo longitudinal como sigue:

$$y_{st} := \text{rec}_{\text{libre}} + \frac{3}{8} \cdot d_{tr} + \frac{8}{8} \cdot d_{tr} + \frac{1}{2} \cdot s_v = 12.04 \cdot \text{cm}$$

El peralte efectivo de la sección es:

$$d := h - y_{st}$$

$$d = 107.96 \cdot \text{cm}$$

La figura A-12 presenta el detalle de la ubicación del refuerzo longitudinal por flexión.

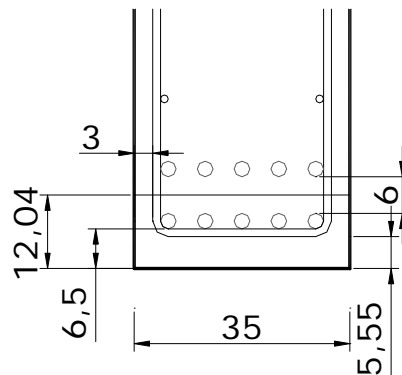


Figura A-12 -- Detalle de la ubicación del refuerzo longitudinal por flexión

A.7.7.2 Momento resistente

Partiendo del principio de diseño por capacidad, el momento actuante debe ser menor o igual que el momento nominal resistente:

$$M_u \leq F_R \cdot M_n$$

Y el momento nominal resistente se puede calcular como sigue:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot d(1 - 0.5 \cdot q) \quad \text{o bien:}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{donde } a, \text{ se refiere a la profundidad del bloque de compresión.}$$

Asumiendo que la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es 1/4 del peralte efectivo

$$a_{\text{assum}} := 0.25 \cdot d$$

$$a_{\text{assum}} = 26.99 \cdot \text{cm}$$

El área de refuerzo longitudinal requerida resulta:

$$A_{\text{sreq}} := \frac{M_u}{F_{\text{RF}} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{\text{assum}}}{2} \right)} \quad A_{\text{sreq}} = 38.03 \cdot \text{cm}^2$$

Usando barras no. 8 para proporcionar el área requerida de acero de refuerzo:

$$a_s := \frac{(1\text{in})^2 \cdot \pi}{4} = 5.07 \cdot \text{cm}^2$$

El número de barras necesarias será:

$$n_{\text{bars}} := \frac{A_{\text{sreq}}}{a_s} \quad n_{\text{bars}} = 7.51$$

Utilizando 8 barras del No 8:

$$A_s := 8 \cdot a_s \quad A_s = 40.54 \cdot \text{cm}^2$$

Revisando la profundidad del bloque de esfuerzos propuesta inicialmente:

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{f'_c \cdot b} \quad a = 23.85 \cdot \text{cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} \quad c = 28.05 \cdot \text{cm}$$

La deformación correspondiente en el acero a tensión será:

$$\epsilon_s := 0.003 \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) \quad \epsilon_s = 0.009$$

$$\text{Status} := \text{if}(\epsilon_s > \epsilon_y, \text{"refuerzo de tensión fluyendo"}, \text{"refuerzo de tensión no fluyendo"})$$

$$\text{Status} = \text{"refuerzo de tensión fluyendo"}$$

$$f_s := \text{if}(\epsilon_s > \epsilon_y, f_y, \epsilon_s \cdot E_s)$$

La cuantía de refuerzo longitudinal a tensión será:

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.011$$

$$q := \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} = 0.22$$

Por lo que el Momento nominal resistente esta dado por:

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot d \cdot (1 - 0.5 \cdot q) \quad M_n = 163.51 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad M_u = 135.80 \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_R := F_{RF} \cdot M_n = 147.16 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Status} := \text{if}(M_R > M_u, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

$$\frac{M_R}{M_u} = 1.08$$

Status = "O.K."

A.7.7.3 Revisión de cuantías mínimas y máximas de refuerzo longitudinal

De acuerdo con la sección 2.2.1 de las NTC-C, se debe cumplir con el límite de refuerzo longitudinal mínimo:

$$A_{smin} := \frac{0.7 \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad A_{smin} = 10.91 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Status} := \text{if}(A_s > A_{smin}, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

Status = "O.K."

$$\rho_{min} := \frac{A_{smin}}{b \cdot d} \quad \rho_{min} = 0.003$$

Si el refuerzo longitudinal mínimo se proporciona mediante barras no. 8:

$$n_{bars} := \frac{A_{smin}}{a_s} \quad n_{bars} = 2.15$$

Por lo tanto, se colocarán 3 barras no. 8 como refuerzo longitudinal mínimo en la zona de compresión de la viga.

Y el porcentaje de refuerzo longitudinal proporcionado en la zona de compresión de la viga es:

$$\rho_{neg} := \frac{3 \cdot a_s}{b \cdot d} \quad \rho_{neg} = 0.004$$

Por otro lado, de acuerdo con la sección 2.2.2, El refuerzo máximo de tensión en secciones de concreto reforzado que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sismicas, será el 75% de la correspondiente a la falla balanceada, lo cual ocurre cuando su área de acero es de:

$$A_{sbal} := \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot \beta_1}{f_y + 6000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d = 91.77 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Status} := \text{if}(A_s > 0.75 \cdot A_{sbal}, \text{"excede el acero máximo"}, \text{"OK"})$$

Status = "OK"

A.7.7.4 Revisión de la longitud de desarrollo y anclaje del refuerzo longitudinal

La longitud de desarrollo, L_d , que requiere una barra sujeta a tensión para desarrollar su esfuerzo de fluencia sin presentar problema de anclaje se obtiene multiplicando la longitud de desarrollo básica, L_{db} por los factores de la tabla 5.1 de las NTC-C del RCDF 2004.

Para barras No 8: $d_b := 2.54\text{cm}$

$$a_s = 5.07 \cdot \text{cm}^2$$

La separación o recubrimiento de barras es:

$$c_{\text{rec}} := \min\left(\text{rec}, \frac{1}{2}s_v\right) = 3.00 \cdot \text{cm}$$

El índice de refuerzo transversal es:

$$K_{\text{tr}} = \frac{A_{\text{tr}} \cdot f_y}{100 \cdot s \cdot n}$$

donde :

A_{tr} es el área total de las secciones rectas de todo el refuerzo transversal comprendido en la separación s , y que cruza el plano potencial de agrietamiento entre las barras que se anclan; n es el número de barras longitudinales en el plano potencial de agrietamiento; s es la máxima separación centro a centro del refuerzo transversal, en una distancia igual a L_d .

Por simplicidad del diseño e ignorando la contribución del refuerzo transversal a la longitud de desarrollo, se asume que:

$$K_{\text{tr}} := 0$$

Por lo tanto, la longitud de desarrollo básica será:

$$L_{db} := \frac{a_s \cdot f_y}{3 \cdot (c_{\text{rec}} + K_{\text{tr}}) \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 136.52 \cdot \text{cm}$$

que debe ser mayor a:

$$\frac{0.11 \cdot d_b \cdot f_y}{\sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 67.75 \cdot \text{cm}$$

La longitud de desarrollo básica se deberá multiplicar por los siguientes factores ya que el recubrimiento libre de concreto es menor que tres veces el diámetro de la barra, y la separación libre entre barras es menor que seis veces el diámetro de la barra

$$\frac{A_{\text{sreq}}}{A_s} = 0.94 \quad 3 \cdot d_b = 7.62 \cdot \text{cm} \quad 6d_b = 15.24 \cdot \text{cm} \quad F_{Ldb} := 1.5$$

La longitud de desarrollo deberá ser, entonces:

$$L_{db} := L_{db} \cdot \frac{A_{\text{sreq}}}{A_s} \cdot F_{Ldb} = 192.13 \cdot \text{cm} \quad \text{a menos que se coloque un gancho estándar}$$

El desarrollo mediante ganchos estándar en tensión de acuerdo con la sección 5.1.2.2 de las NTC-C para barras no. 8 con ganchos a 90°, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) mayor de 5 cm y recubrimiento paralelo al gancho mayor de 5 cm es:

$$l_{dh} := \frac{.076 \cdot f_y}{\sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot d_b = 46.81 \cdot \text{cm}$$

Dicha longitud de desarrollo puede ser modificada por un factor de 0.8 cuando las barras estén confinadas en toda la longitud de desarrollo con estribos verticales u horizontales separados no más de tres veces el diámetro de la barra no. 8 (7.62 cm). Asumiendo que no será así, dado que se reforzará con fibras de acero, se tiene:

$$l_{dh} = 46.81 \cdot \text{cm}$$

La longitud del doblez del gancho debe ser al menos doce veces el diámetro de la barra, es decir:

$$12d_b = 30.48 \cdot \text{cm}$$

A.7.7.5 Capacidad de carga asociada con el momento flexionante resistente

Teniendo en cuenta, el momento nominal obtenido, las cargas actuantes asociadas a este momento flexionante son:

$$P^* := \frac{M_R}{a_{\text{shear}}} = 105.11 \cdot \text{ton}$$

Con objeto de considerar la posible sobrerresistencia del elemento, se recalcula el momento nominal considerando que el esfuerzo que podría desarrollar el refuerzo longitudinal es de $1.25 f_y$:

$$M_{R^{**}} := F_{RF} \cdot A_s \cdot 1.25f_y \cdot d \cdot (1 - 0.5 \cdot q) = 183.95 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Y las cargas asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^{**} := \frac{M_{R^{**}}}{a_{\text{shear}}} = 131.39 \cdot \text{ton}$$

A.7.8 Diseño por cortante (Sección 2.5 de las NTC-C RCDF 2004, modificada)

De acuerdo con la sección 2.5 de las NTC-C del RCDF (2004), las vigas peraltadas así como las no peraltadas, deben ser diseñadas tomando en cuenta una contribución a la resistencia por cortante tanto del concreto como del refuerzo. En cualquier caso, se debe proveer una cuantía mínima de refuerzo acorde con la sección 2.5.2.2.

A.7.8.1 Fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR}

De acuerdo con la sección 2.5.1.1. Dado que L/h es menor que 4, y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras inferior y superior de la viga, V_{CR} , tendría que ser el valor obtenido con la ecuación siguiente:

$$V_{CR} := 0.5 \cdot F_{RV} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 23.42 \cdot \text{ton}$$

Ecuación 2.20 de las NTC de Concreto del RCDF.

La fuerza obtenida con la expresión anterior debe multiplicarse por un factor que toma en cuenta la variación del diagrama de momentos con respecto al de cortante y, hasta cierto punto, la relación de esbeltez del elemento. Dicho factor es:

$$3.5 - 2.5 \cdot \frac{M}{V \cdot d} > 1.0$$

Donde M y V son el momento Flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección respectivamente.

Donde M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección respectivamente. Considerando que la fuerza cortante máxima en el claro es:

$$V_{u1} := 98.76 \text{ ton}$$

Pero si se desprecia el peso propio, se tiene: $V_u := 97 \text{ ton}$

Sin embargo, para tener en cuenta la contribución de las fibras de acero, se propone que la contribución del concreto a cortante sea calculada a partir del menor esfuerzo promedio de cortante normalizado obtenido experimentalmente y reportado por Parra Montesino (2006) de $1.35 \cdot \sqrt{f'_c}$ es decir, a un esfuerzo mucho mayor que el permitido por la ecuación 2.20 de las NTC-C, tomando en cuenta que **ningún espécimen de prueba** de los presentados en la base de datos de falló a un menor esfuerzo que ese.

De este modo, si se emplea dicho valor en lugar de $0.5 \cdot \sqrt{f'_c}$ de en la expresión 2.20, y se reemplaza f'_c por f^*_c , la capacidad a cortante proporcionada por el concreto sería de:

$$V_{cR} := 1.35 \cdot F_{RV} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f^*_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 63.22 \cdot \text{ton}$$

Analizando tres secciones transversales para el cálculo del factor que afecta la fuerza cortante que toma el concreto se tiene:

Sección	Identificación	Distancia al eje del apoyo (m)	M (T-m)	V (Ton)	Calculo	Factor
1	--	0.20	19.40	97.00	3.04	3.04
2	a/d	0.70	67.90	97.00	1.88	1.88
3	d	1.08	104.72	97.00	1.00	1.00

En la tabla anterior, la sección 1 corresponde al paño interior del apoyo, la sección 2 corresponde al centro del claro de cortante (a/2), y la sección 3 corresponde a la ubicada a un peralte d del paño del apoyo.

Por lo que el aporte del concreto a la capacidad a cortante es de:

- En la sección 1: $V_{C_1} := V_{cR} \cdot F_{s1} = 191.99 \cdot \text{ton}$
- En la sección 2: $V_{C_2} := V_{cR} \cdot F_{s2} = 118.79 \cdot \text{ton}$
- En la sección 3: $V_{C_3} := V_{cR} \cdot F_{s3} = 63.22 \cdot \text{ton}$

En la figura A-13 se muestran las secciones transversales consideradas para el cálculo del factor que afecta la capacidad a cortante del concreto.

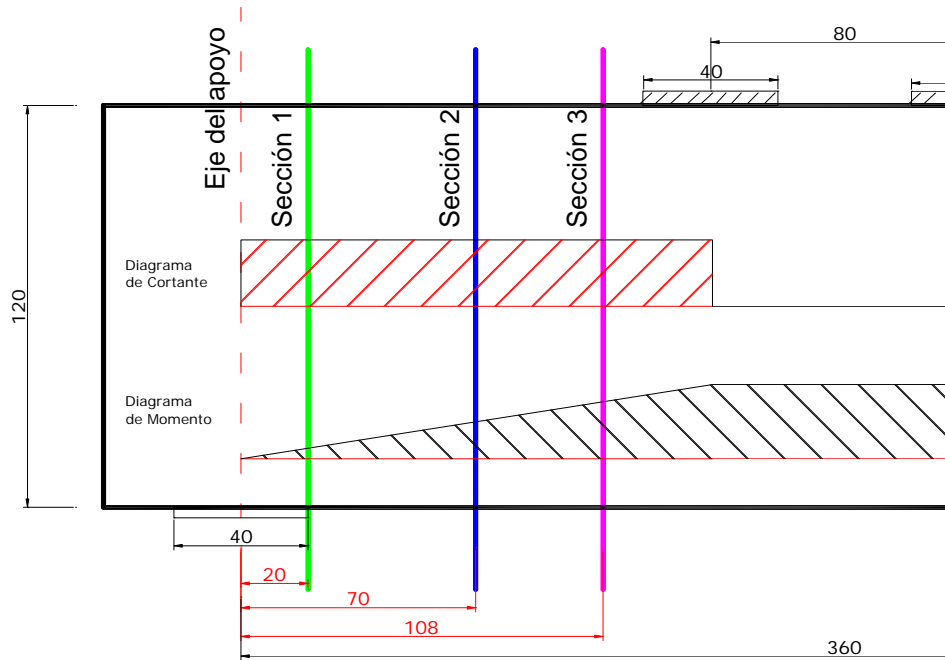


Figura A-13-- Secciones transversales analizadas.

De acuerdo con la sección 2.5.7.1 de las NTC-C del RCDF 2004, se considera que la sección crítica de cortante es aquella situada a la mitad de la distancia a la carga más cercana en vigas con cargas concentradas, medida desde el paño interior del apoyo; es decir, la sección 2. Para dicha sección, la contribución del concreto a la resistencia a fuerza cortante es:

$$V_{C_2} = 118.79 \cdot \text{ton}$$

Por otro lado, de acuerdo con la sección 2.5.1, cuando la altura total \$h\$ de la viga, es mayor que 700mm, el valor de \$V_{CR}\$ deberá multiplicarse por el factor siguiente:

$$\text{Factor}_{2.5.1} := 1 - .0004 \cdot (h - 700\text{mm}) \cdot \text{mm}^{-1} = 0.80$$

$$\text{Factor}_{2.5.1} := \text{if}(\text{Factor}_{2.5.1} < 0.8, 0.8, \text{if}(\text{Factor}_{2.5.1} > 1, 1, \text{Factor}_{2.5.1}))$$

De modo que \$V_{cR}\$ resulta:
$$V_{cR} := \text{if}(h < 700\text{mm}, V_{C_2}, V_{C_2} \cdot \text{Factor}_{2.5.1}) = 95.04 \cdot \text{ton}$$

Ahora bien, \$V_{cR}\$, no debe ser mayor que:

$$V_{cR\text{max}} = 1.5 \cdot F_{RV} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 70.25\text{ton}$$

Este límite superior de V_{CR} , debería modificarse para considerar la contribución de las fibras de acero de una manera similar a como se modificó V_{CR} . Sin embargo, no existe suficiente evidencia experimental que permita proponer un valor preciso. Conservadoramente se propone utilizar el promedio del esfuerzo cortante nominal obtenido experimentalmente para especímenes con 1% de fibras en volumen (tabla 5.7) de: $2.47 \cdot \sqrt{f'_c}$

$$V_{cRmax*} := 2.47 \cdot F_{RV} \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kg}{cm^2}} \cdot b \cdot d \quad V_{cRmax*} = 129.32 \cdot ton$$

$$status := if(V_{cR} \leq V_{cRmax*}, "OK", "Checar") \quad status = "OK"$$

$$V_{cR} := if(V_{cR} \leq V_{cRmax*}, V_{cR}, V_{cRmax*})$$

A.7.8.2 Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal

De acuerdo con la sección 2.5.2.4, en ningún caso se permitirá que V_{u1} sea superior a:

$$V_{umax} := 2.5 \cdot F_{RV} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kg}{cm^2}} = 117.08 \cdot ton$$

$$Status := if(V_{u1} > V_{umax}, "Checar", "OK") \quad Status = "OK"$$

Dado que V_{u1} es mayor que V_{cR} , es necesario proporcionar refuerzo por tensión diagonal.

$$Status := if(V_{u1} > V_{cR}, "Proporcionar estribos para cortante", "Proporcionar cuantía mínima")$$

$$Status = "Proporcionar estribos para cortante"$$

Por lo tanto, el cortante que deberá ser tomar el refuerzo transversal (estribos) debe ser:

$$V_{SR} := V_{u1} - V_{cR} = 3.72 \cdot ton$$

Dado que los estribos se colocarán a 90° respecto al eje de la pieza, y que se proporcionarán estribos cerrados del no 3. (9.5 mm de diámetro)

$$a_v := \frac{\left(\frac{3}{8}in\right)^2 \cdot \pi}{4} = 0.71 \cdot cm^2 \quad A_v := 2 \cdot a_v = 1.43 \cdot cm^2$$

La separación requerida de los estribos estará dada por la siguiente expresión:

$$s_{req} := \frac{F_{RV} \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{SR}} = 138.78 \cdot cm \quad s := 25cm$$

La separación máxima de estribos de acuerdo con la sección 2.5.2.3 será:

$$S_{max1} := if\left(V_{u1} > 1.5 \cdot F_{RV} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kg}{cm^2}}, 0.25 \cdot d, 0.5 \cdot d\right) = 26.99 \cdot cm$$

$$Status := if(S_{max1} > s, "OK", "Checar") \quad Status = "OK"$$

Si se colocan estribos no. 3 con una separación máxima adoptada de 25 cm, la capacidad a cortante proporcionada por el refuerzo transversal, sería de:

$$V_S := \frac{F_{RV} \cdot A_V \cdot f_y \cdot d}{s} = 20.68 \cdot \text{ton} \quad V_{cR} = 95.04 \cdot \text{ton}$$

Y de este modo, la capacidad a cortante de la viga sería de:

$$V_{Rtot} := V_{cR} + V_S = 115.71 \cdot \text{ton} \quad \frac{V_{Rtot}}{V_{u1}} = 117.17 \cdot \%$$

Normalizando la capacidad del elemento por $\sqrt{f'_c}$ queda:

$$\frac{V_{Rtot}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 1.77$$

A.7.8.3 Revisión de requisitos de refuerzo en las caras laterales

Las secciones 5.7 y 2.5.8 obligan la colocación de refuerzo horizontal adicional en las paredes verticales del elemento colocadas con una separación máxima de 350 mm.

El refuerzo de la viga será proporcionado mediante 8 barras no. 8 para momento flexionante positivo, y estribos verticales no. 3 a cada 25 cm. Las barras horizontales adicionales requeridas se omiten considerando que las fibras cumplirán con la función de refuerzo mínimo.

A.7.9 Revisión del espécimen como viga diafragma (con fines comparativos)

A continuación se hace una revisión del espécimen considerándolo como viga diafragma conforme a la sección 2.5.7.1 de las NTC-C del RCDF 2004. La sección crítica por cortante se consideraría ubicada a la mitad de la distancia entre la carga más cercana al paño del apoyo y dicho apoyo, por tratarse de cargas concentradas que comprimen directamente dos caras opuestas de la viga. Sin embargo la ubicación de la sección crítica no se supondrá a más de un peralte efectivo del paño del apoyo.

$$sec_{crt} := \frac{a_{shear}}{2} = 70.00 \cdot \text{cm} \quad sec_{crtmax} := d = 107.96 \cdot \text{cm}$$

$$\text{Status} := \text{if}(sec_{crt} < sec_{crtmax}, "OK", "Checar") \quad \text{Status} = "OK"$$

A.7.9.1 Contribución del refuerzo transversal a cortante

De acuerdo con la sección 2.5.7.3, el refuerzo que se determine para la sección crítica antes definida se usará en todo el claro de cortante y, dado que V_u es mayor que V_{cR} , la diferencia se deberá aportar mediante refuerzo horizontal y vertical adicional.

El refuerzo vertical, propuesto a base de barras no. 3 con una separación de $s_{vt} := 25 \cdot \text{cm}$, como se obtuvo para los estribos en el diseño de la viga como elemento esbelto.

Su contribución a la resistencia a fuerza cortante sería:

$$\text{Tamaño de estribos: } \#_{\text{estr.v}} := \frac{3}{8} \text{ in} \quad a_{vv} := \frac{(\#_{\text{estr.v}})^2 \cdot \pi}{4} \quad A_{v.v} := 2 \cdot a_{vv} = 1.43 \cdot \text{cm}^2$$

$$V_{SRV} := 0.083F_{RV} \cdot f_y \cdot d \cdot A_{v,v} \cdot \frac{1 + \frac{l_{clear}}{d}}{S_{vt}} = 7.44 \cdot \text{ton}$$

Proponiendo que el refuerzo horizontal se omita por la presencia de las fibras de acero, la contribución de dicho refuerzo sería nula:

$$V_{SRh} = 0.083F_{RV} \cdot f_y \cdot d \cdot A_{vh} \cdot \frac{11 - \frac{l_{clear}}{d}}{S_{ht}} = 0 \text{ton} \qquad V_{cR} = 95.04 \cdot \text{ton}$$

Así la capacidad a cortante de la viga sería:

$$V_R := V_{cR} + V_{SRV} + V_{SRh} = 102.47 \cdot \text{ton} \qquad \frac{V_R}{V_{u1}} = 103.76 \cdot \%$$

Finalmente, la sección 2.5.7.4, especifica que la fuerza cortante máxima V_u que puede resistir una viga diafragma no puede ser mayor que:

$$V_{umáx2} := 2 \cdot F_{RV} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 93.66 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(V_{u1} > V_{umáx2}, \text{"Check"}, \text{"OK"})$$

Status = "Check"

Se observa que la sección transversal propuesta, independientemente del refuerzo por cortante que se proporcione, no sería adecuada para las solicitaciones de diseño, si se le considera una viga diafragma de acuerdo con las NTC-C del RCDF (2004). Debe mencionarse que dicho límite para V_u , no contempla el uso de fibras de acero como refuerzo para cortante, por lo que en su uso debería considerarse modificarlo por la presencia de fibras de acero en el concreto.

A.7.9.2 Revisión de requisitos de anclaje y de distribución de refuerzo para vigas diafragma

De acuerdo con la sección 6.1.4.1, para vigas peraltadas de un claro, el refuerzo que se determine debe colocarse recto y sin reducción en todo el claro y debe anclarse en las zonas de apoyo de modo que sea capaz de desarrollar, en los paños de los apoyos, el 80% de su esfuerzo de fluencia, y debe estar uniformemente distribuido en una altura igual a:

$$\left(0.2 - 0.05 \frac{l_{clear} - l_p}{h}\right) \cdot h = 8.00 \cdot \text{cm}$$

Notese que la distancia en la que se debe distribuir el refuerzo de tensión es pequeña. Las distancias requeridas por otros procedimientos de diseño son mucho mayores.

A.7.9.3 Revisión de zonas próximas a los apoyos

Las zonas próximas a los apoyos se dimensionarán conforme a la sección 6.1.4.4, que permite calcular las reacciones en los apoyos suponiendo que la viga es un elemento esbelto y únicamente aumentando en 10 % el valor de dichas reacciones. Por tanto:

$$\text{Reacc} := 1.1P_u = 106.70 \text{ton}$$

Cuando las reacciones comprimen directamente la cara inferior de la viga, el esfuerzo de contacto con el apoyo no debe exceder el esfuerzo por aplastamiento especificado en la sección 2.4 de las NTC-C del RCDF (2004) que se determina mediante:

$$\sigma_{\text{aplast}} := F_{\text{Raplst}} \cdot f_c^* = 168.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Recordando que las dimensiones de la placa de apoyo son $l_p = 40.00 \cdot \text{cm}$ y $b = 35.00 \cdot \text{cm}$, el esfuerzo por aplastamiento sería:

$$\sigma_{\text{ap}} := \frac{\text{Reacc}}{l_p \cdot b} = 76.21 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

status := if($\sigma_{\text{ap}} \leq \sigma_{\text{aplast}}$, "OK", "Checar") status = "OK"

Además, si la viga no está atiesada sobre los apoyos y las reacciones comprimen directamente su cara inferior, se deben colocar barras de refuerzo verticales y horizontales complementarias en zonas próximas a los apoyos. Dichas barras se colocarán en cada una de las mallas de refuerzo para fuerza cortante y tendrán el mismo diámetro que dicho refuerzo, de modo que la separación de las barras en esas zonas sea la mitad que en el resto de la viga (figura A-14). Estos requisitos conducirían a que el refuerzo necesario para satisfacer las NTC-C sea aún más denso que el determinado en secciones anteriores cuando se considero al espécimen como elemento esbelto.

A.7.10 COMENTARIOS

Al diseñar el elemento mediante las NTC-C del RCDF (2004), la viga no se clasifica como *viga diafragma* y esta se diseña como elemento esbelto a flexión. Al reemplazar el valor máximo permitido para la contribución del concreto a cortante para tomar en cuenta el mejoramiento de las propiedades del concreto por la presencia de fibras de acero, la capacidad del concreto resulta 170% mayor que la calculada para concreto normal.

De esta forma, el diseño de acuerdo con las NTC-C tomando en cuenta la presencia de las fibras requeriría de estribos no. 3 a una separación de 25 cm en lugar de una separación de 8 cm que fue la requerida en el diseño de acuerdo con las NTC-C del RCDF (2004) para concreto sin fibras de acero. Cabe mencionar que, la separación de estribos verticales de 25 cm, es la correspondiente a requisitos mínimos. Los calculos indican que la separación de dicho refuerzo fue mayor de 130 cm, de modo que la presencia de las fibras puede resultar cuando menos, en la reducción de las cuantías de refuerzo requeridas.

En este diseño, el incremento de la capacidad a cortante por la contribución de las fibras es conservador por utilizar el valor mínimo del esfuerzo cortante promedio obtenido de la base de datos de Parra-Montesinos (2006) para elementos con relaciones a/d similares.

Por otro lado, si el espécimen se asume como viga diafragma, se observa que el refuerzo proporcionado es adecuado. Para este caso, a contribución del concreto con fibras de acero calculada fue el 96% de la demanda a cortante V_u , aunque como ya se dijo, las NTC-C del RCDF (2004) limitan la capacidad de una viga diafragma de concreto normal, de tal modo que las dimensiones del espécimen le impiden (normativamente) resistir las cargas de diseño.

A.8 Diseño de espécimen de prueba de CRFA conforme al reporte ACI 544.4-99

A.8.1 Propiedades de materiales y definición de unidades y constantes utilizadas en el diseño

ton := 1000kg	$\text{psi} := \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$	$\text{ksi} := 70.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	
Resistencia a la compresión del concreto	$f'_c := 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		
Resistencia a la tensión indirecta del concreto	$f'_t := 21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		(Ávila y Alcocer, 2011)
Masa volumétrica del concreto	$w_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$		
Esfuerzo de fluencia de refuerzo longitudinal	$f_y := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		
Esfuerzo de fluencia de refuerzo transversal	$f_{yt} := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		
Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal y transversal	$E_s := 210000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$		
Deformación de fluencia del refuerzo longitudinal	$\epsilon_y := \frac{f_y}{E_s}$		$\epsilon_y = 0.002$
Factor de profundidad del bloque de compresión	$\beta_1 := \text{if} \left(f'_c \leq 4000 \cdot \text{psi}, 0.85, \text{if} \left(f'_c > 8000 \cdot \text{psi}, 0.65, 1.05 - 0.05 \cdot \frac{f'_c}{1000 \cdot \text{psi}} \right) \right)$ $\beta_1 = 0.84$		

A.8.2 Factores de carga y de reducción:

Factor de carga viva	$\gamma_{LL} := 1$
Factor de carga muerta	$\gamma_{DL} := 1$
Factor de reducción por cortante	$\phi_s := 0.75$
Factor de reducción por flexión	$\phi_f := 0.90$

A.8.3 Propiedades de la sección

Longitud	$L := 4.42\text{m}$	
Ancho	$b := 35\text{cm}$	
Peralte	$h := 120\text{cm}$	
Claro de cortante	$a_{\text{shear}} := 140\text{cm}$	
Longitud de placas de apoyo	$l_p := 40\text{cm}$	
Posición de placas a partir de paños	$d_{lp} := 21\text{cm}$	
Claro libre	$l_{\text{clear}} := L - 2\left(\frac{l_p}{2} + d_{lp}\right)$	$l_{\text{clear}} = 360 \cdot \text{cm}$
Volumen	$\text{Vol} := b \cdot h \cdot L$	$\text{Vol} = 1.86 \cdot \text{m}^3$
Peso	$W := w_c \cdot \text{Vol}$	$W = 4.46 \cdot \text{ton}$

A.8.4 Recubrimiento

Criterio ACI 318-11. La sección 7.7 del ACI 318-11 (2011) establece que para vigas y columnas de concreto no expuestas a condiciones ambientales severas o en contacto con la tierra, el recubrimiento mínimo de concreto es de 1.5 pg. (50.8 mm).

Se empleará un recubrimiento libre medido entre la superficie de concreto y la rama transversal de los estribos de 5.55 cm, que supone que el refuerzo transversal se proporcionará mediante barras no. 3. Este recubrimiento coincide con el usado para el diseño hecho mediante los modelos de puntales y tensores:

$$\text{rec} := 6.5\text{cm} \qquad \text{rec}_{\text{libre}} := \text{rec} - \frac{3}{8}\text{in} = 5.55 \cdot \text{cm}$$

A.8.5 Distancias libres entre barras en dirección horizontal y vertical

La sección 7.6 del ACI 318-11 establece que la distancia libre mínima entre barras de un mismo lecho debe ser la mayor entre d_b y 1 plg. (25.4 mm). La distancia libre mínima entre lechos paralelos debe ser 1 plg. (25.4 mm).

Para este caso, se proponen 9 cm como separación libre medida entre los lechos del refuerzo longitudinal para coincidir con los requerimientos del MPT:

$$s_v := 9\text{cm}$$

A.8.6 Cargas de diseño

- Cargas puntuales $P := 97\text{ton}$
- $$P_u := \gamma_{LL} \cdot P \qquad P_u = 97.00 \cdot \text{ton}$$

- Uniforme por peso propio.

$$\omega := \frac{W}{L} \quad \omega = 1008.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\omega_u := \gamma_{DL} \cdot \omega \quad \omega_u = 1008.00 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

A partir de las cargas de diseño, los elementos mecánicos que se presentan en la viga son los de la figura A-2.

A.8.7 Diseño por flexión (ACI 318-11 Capítulo 10)

Cálculo de los momentos máximos que se presentan en el tercio central del claro

- Por cargas vivas: $M_{LL} := P \cdot a_{\text{shear}} \quad M_{LL} = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$
- Por peso propio: $M_{DL} := \frac{\omega \cdot l_{\text{clear}}^2}{8} \quad M_{DL} = 1.63 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad \frac{M_{DL}}{M_{LL}} = 1.20 \cdot \%$

$$M_{u1} := \gamma_{LL} \cdot M_{LL} + \gamma_{DL} \cdot M_{DL} \quad M_{u1} = 137.43 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Considerando que el momento flexionante asociado con el peso propio es sólo el 1.2% del asociado con las cargas vivas, se desprecia el peso propio:

$$M_u := M_{LL} = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

A.8.7.1 Relación claro libre a peralte. Criterio ACI 10.7.1

De acuerdo con la sección 10.7.1 del ACI 318-11. Una viga peraltada es aquella cargada en una cara y apoyada en la cara opuesta, de modo que se puedan desarrollar puntales de compresión entre las cargas y los apoyos y tienen además:

- un claro libre, l_n igual o menor que 4 veces el peralte del elemento o
- regiones con cargas concentradas dentro de una distancia $2h$ desde la cara del apoyo

En el diseño de vigas peraltadas, no son aplicables las hipótesis generales del diseño por flexión.

$$l_n := L - 2 \cdot (l_p + d_p) \quad l_n = 3.20 \cdot \text{m} \quad \frac{l_n}{h} = 2.67$$

Status := if($l_n \leq 4 \cdot h$, "Viga peraltada", "Miembro esbelto a flexión")

Por lo que este elemento se clasifica como: Status = "Viga peraltada"

Asumiendo 2 capas de refuerzo longitudinal por flexión mediante barras no. 8 y refuerzo transversal mediante barras no. 3, el centroide del acero de refuerzo a tensión se puede calcular a partir de la suma del recubrimiento libre, el diámetro del refuerzo transversal, el diámetro del refuerzo longitudinal y la mitad de la separación libre entre lechos del refuerzo longitudinal como sigue:

$$y_{st} := \text{rec}_{\text{libre}} + \frac{3}{8} \cdot i_n + \frac{8}{8} \cdot i_n + \frac{1}{2} \cdot s_v = 13.54 \cdot \text{cm}$$

El peralte efectivo de la sección es:

$$d := h - y_{st} \quad d = 106.46 \cdot \text{cm}$$

La figura A-3 presenta el detalle de la ubicación del refuerzo longitudinal por flexión.

A.8.7.2 Momento resistente conforme a la expresión propuesta por Hennager y Doherty (1976)

Partiendo del principio de diseño por capacidad, el momento actuante debe ser menor o igual que el momento nominal resistente (sección R9.1 del ACI 318-11):

$$M_u \leq \phi M_n$$

Y el momento nominal resistente se puede calcular como sigue:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + \sigma_t \cdot b \cdot (h - e) \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{e}{2} - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Hennager y Doherty (1976)}$$

donde:

a, se refiere a la profundidad del bloque de compresión.

e, es la distancia de la fibra extrema a compresión a la cima del bloque de esfuerzos a tensión (Figura 4.9) y

σ_t , es el esfuerzo de tensión en el concreto con fibras

Los parámetros necesarios para el uso de la expresión propuesta por Hennager & Doherty son:

σ_f , que es el esfuerzo de adherencia dinámico de las fibras

$$\sigma_f := 333 \text{psi} = 23.41 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Propuesto por Williamson (1974) para fibras rectas, lisas de 12 a 32mm}$$

o bien:

$$\sigma_f := 9.94 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{psi}} = 45.65 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Propuesto por Voo y Foster (2003) para fibras con extremos doblados (el cual se considera más apropiado para este diseño)}$$

Considerando que el módulo de elasticidad de las fibras es el mismo que el de barras acero como lo reporta el fabricante de las fibras:

La deformación del acero de tensión en el momento resistente de la viga (para las fibras) es:

$$\varepsilon_{s(\text{fibras})} := \frac{\sigma_f}{E_s} = 0.000022$$

por lo que la distancia "e", se calcula como:

$$e = \frac{(\varepsilon_{s(\text{fibras})} + 0.003) \cdot c}{0.003}$$

Se considera el uso de fibras comerciales Dramix RC 80/60 cuyas características y dosificación son las siguientes:

longitud de la fibra $l_f := 60 \text{mm}$

diámetro de la fibra $d_f := 0.75 \text{mm}$

porcentaje en volumen de las fibras $p_f := 1$

Eficiencia de las fibras, (se considera 1.2 por tratarse de fibras con anclaje en los extremos y relación de aspecto máxima de 80 y clasificarse como de máximo desempeño de acuerdo con el fabricante. $F_{be} := 1.2$

Con los datos anteriores, el esfuerzo de tensión en el concreto con fibras esta dado por:

$$\sigma_t := 1.12 \cdot \frac{l_f}{d_f} \cdot \rho_f \cdot F_{be} \cdot \text{psi} \quad \sigma_t = 7.56 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Asumiendo que la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos es 1/4 del peralte efectivo

$$a_{\text{assum}} := 0.25 \cdot d \quad a_{\text{assum}} = 26.61 \cdot \text{cm}$$

por lo que que: $c := \frac{a_{\text{assum}}}{\beta_1} \quad c = 31.81 \cdot \text{cm}$

y: $e := \frac{(\epsilon_s(\text{fibras}) + 0.003) \cdot c}{0.003} \quad e = 32.04 \cdot \text{cm}$

El área de refuerzo longitudinal requerida resulta:

$$A_{\text{sreq}} := \frac{M_u - \sigma_t \cdot b \cdot (h - e) \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{e}{2} - \frac{a_{\text{assum}}}{2} \right)}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{\text{assum}}}{2} \right)} \quad A_{\text{sreq}} = 34.42 \cdot \text{cm}^2$$

Usando barras no. 8 para proporcionar el área requerida de acero de refuerzo:

$$a_s := \frac{(1\text{in})^2 \cdot \pi}{4} = 5.07 \cdot \text{cm}^2$$

El número de barras necesarias será:

$$n_{\text{bars}} := \frac{A_{\text{sreq}}}{a_s} \quad n_{\text{bars}} = 6.79$$

Utilizando 7 barras del no 8: $A_s := 7 \cdot a_s \quad A_s = 35.47 \cdot \text{cm}^2$

Revisando la profundidad del bloque de esfuerzos propuesta inicialmente:

$$a := \frac{A_s \cdot f_y + \sigma_t \cdot b \cdot h}{0.85 \cdot f_c \cdot b + \sigma_t \cdot b \cdot \left(\frac{\epsilon_s(\text{fibras}) + 0.003}{0.003} \right) \cdot \frac{1}{\beta_1}} \quad a = 19.55 \cdot \text{cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} \quad c = 23.37 \cdot \text{cm}$$

La deformación correspondiente en el acero a tensión será:

$$\epsilon_s := 0.003 \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) \quad \epsilon_s = 0.011$$

Status := if($\epsilon_s > \epsilon_y$, "Refuerzo de tensión fluyendo", "Refuerzo de tensión no fluyendo")

Status = "Refuerzo de tensión fluyendo"

La cuantía de refuerzo longitudinal a tensión será:

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho = 0.01$$

Por lo tanto, la distancia de la fibra extrema a compresión a la cima del bloque de esfuerzos en tensión "e" sería:

$$e := \frac{(\epsilon_{s(\text{fibras})} + 0.003) \cdot c}{0.003} = 23.54 \cdot \text{cm}$$

Por lo que el momento flexionante nominal resistente esta dado por:

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + \sigma_t \cdot b \cdot (h - e) \cdot \left(\frac{h}{2} + \frac{e}{2} - \frac{a}{2}\right) \quad M_n = 159.85 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_R := \phi_f \cdot M_n = 143.87 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad M_u = 135.80 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Status} := \text{if}(M_R > M_u, \text{"O.K."}, \text{"Check"}) \quad \frac{M_R}{M_u} = 1.06$$

Status = "O.K."

A.8.7.3 Revisión de cuantías mínimas y máximas de refuerzo longitudinal

De acuerdo con la sección ACI 10.5.1, los Límites de refuerzo mínimo son:

$$A_{s\text{min}1} := \frac{3\sqrt{f_c \cdot \text{psi}}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad A_{s\text{min}1} = 12.22 \cdot \text{cm}^2 \quad \frac{A_{s\text{min}1}}{b \cdot d} = 0.0033$$

$$A_{s\text{min}2} := \frac{200 \cdot \text{psi} \cdot b \cdot d}{f_y} \quad A_{s\text{min}2} = 12.47 \cdot \text{cm}^2 \quad \frac{A_{s\text{min}2}}{b \cdot d} = 0.0033$$

$$A_{s\text{min}} := \max(A_{s\text{min}1}, A_{s\text{min}2}) \quad \text{Status} := \text{if}(A_s > A_{s\text{min}}, \text{"O.K."}, \text{"Check"})$$

Status = "O.K."

Si el refuerzo longitudinal mínimo se proporciona mediante barras no. 8:

$$n_{\text{bars}} := \frac{A_{s\text{min}}}{a_s} \quad n_{\text{bars}} = 2.46$$

Por lo tanto, se colocarán 3 barras no. 8 como refuerzo longitudinal mínimo en la zona de compresión de la viga.

Y el porcentaje de refuerzo longitudinal proporcionado en la zona de compresión de la viga es:

$$\rho_{\text{neg}} := \frac{3 \cdot a_s}{b \cdot d} \quad \rho_{\text{neg}} = 0.004$$

A.8.7.4 Revisión de la longitud de desarrollo y anclaje del refuerzo longitudinal (Sección ACI 12.11)

La longitud de desarrollo l_d que requiere una barra sujeta a tensión para desarrollar su esfuerzo de fluencia sin presentar problema de anclaje se obtiene como se indica en la sección 12.11.3 y 12.2.2 del ACI 318-11.

Para barras No 8: $d_b := 2.54\text{cm}$ $a_s = 5.07 \cdot \text{cm}^2$

$$l_d := \frac{f_y}{5.3 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot d_b = 116.21 \cdot \text{cm} \quad \text{a menos que se coloque un gancho estándar}$$

El desarrollo mediante ganchos estándar en tensión conforme a la sección 12.5 del ACI 318-11 para barras No 8 con ganchos a 90° , con recubrimiento lateral normal al plano del gancho mayor de 2.5 pulg y mayor de 2pulg paralelo al gancho, está dado por:

$$l_{dh} := \frac{0.7 \cdot .075 \cdot f_y}{\sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \cdot d_b = 32.34 \cdot \text{cm}$$

La longitud del doblez del gancho debe ser al menos doce veces el diámetro de la barra, es decir:

$$12d_b = 30.48 \cdot \text{cm}$$

A.8.7.5 Capacidad de carga asociada con el momento flexionante resistente

Teniendo en cuenta, el momento nominal obtenido, las cargas actuantes asociadas a este momento flexionante son:

$$P^* := \frac{M_R}{a_{\text{shear}}} = 102.76 \cdot \text{ton}$$

Con objeto de considerar la posible sobrerresistencia del elemento, se recalcula el momento nominal considerando que el esfuerzo que puede desarrollar el refuerzo longitudinal es de $1.25 f_y$:

$$M_{R^{**}} := \phi_f \cdot A_s \cdot 1.25f_y \cdot d - \frac{a}{2} = 162.04 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Por lo que las cargas asociadas a este momento flexionante serían de:

$$P^{**} := \frac{M_{R^{**}}}{a_{\text{shear}}} = 115.74 \cdot \text{ton}$$

A.8.8. Diseño por cortante de acuerdo con la propuesta de Williamson y Knab (1975)

De acuerdo con la propuesta de Williamson y Knab, la metodología de diseño para cortante para elementos de CRFA, sigue el método propuesto por el ACI 318 para calcular la contribución del refuerzo en la capacidad a cortante y a ella se suma la fuerza resistida por el concreto, calculada a partir del esfuerzo de cortante dado por la expresión (4.7) propuesta por Williamson y Knab (1975).

A.8.8.1 Fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR}

La expresión para el cálculo del esfuerzo cortante promedio a la falla en vigas de CRFA es:

$$v_{cf} = \frac{2}{3} \cdot f_t \cdot \left(\frac{d}{a}\right)^{0.25} \quad (4.7)$$

La resistencia f_t utilizada en los cálculos se tomo como la obtenida por Avila y Alcocer (2011) para CRFA con una dosificación de 36.5 kg/m³ de fibras de acero, (0.5% en volumen de fibras).

Las características del concreto empleado por Ávila y Alcocer (2011) fueron:

$$f_c := 216 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad f_t := 18 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Normalizando la resistencia f_t para utilizarla en este diseño se tiene:

$$\frac{f_t}{\sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 1.22 \quad \text{es decir:} \quad f_t := 1.22 \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 21.13 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Calculando el esfuerzo cortante promedio de cortante con la expresión (4.7)

$$v_{cf} := \frac{2}{3} \cdot f_t \cdot \left(\frac{d}{a}\right)^{0.25} \quad v_{cf} = 21.52 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo que la capacidad nominal a cortante del concreto sería:

$$V_{cR} := \phi_s \cdot v_{cf} \cdot b \cdot d = 60.14 \cdot \text{ton} \quad V_{cmax} := 0.93 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 60.02 \cdot \text{ton}$$

A.8.8.2 Fuerza cortante que toma el refuerzo transversal

Considerando que la fuerza cortante máxima en el claro es:

$$V_{u1} := 98.76 \text{ton} \quad \text{Si se desprecia el peso propio:} \quad V_u := 97 \text{ton}$$

Asumiendo que se trata de una viga peraltada porque su relación claro libre a peralte es mayor que 4.

$$\text{Status} := \text{if}(l_n > 4 \cdot h, \text{"viga esbelta"}, \text{"viga peraltada"}) \quad \text{Status} = \text{"viga peraltada"}$$

La sección 11.7.4, establece que en ningún caso se permitirá que V_u , sea superior a:

$$V_{u\max} := \phi_s \cdot 2.65 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 128.27 \cdot \text{ton}$$

$$\text{Status} := \text{if}(V_{u1} > V_{u\max}, \text{"Checar"}, \text{"OK"}) \quad \text{Status} = \text{"OK"}$$

Dado que V_u , es mayor que V_{cR} , es necesario proporcionar refuerzo por tensión diagonal.

Status := if($V_{u1} > V_{cR}$, "proporcionar estribos para cortante", "proporcionar estribos mínimos")

Status = "proporcionar estribos para cortante"

Por lo tanto, el cortante que deberá ser tomado por el refuerzo transversal (estribos) será:

$$V_S := V_{u1} - V_{cR} = 38.62 \cdot \text{ton}$$

La separación máxima de estribos perpendiculares al eje del elemento de acuerdo con la sección 11.4.5 del ACI 318-11 sería:

$$S_{\max 1} := \text{if} \left(V_S > 1.1 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}, 0.25 \cdot d, 0.5 \cdot d \right) = 53.23 \cdot \text{cm}$$

Dado que los estribo se colocarán a 90° respecto al eje de la pieza, y que se proporcionarán estribos cerrados del no 3. (9.5 mm de diámetro)

$$a_v := \frac{\left(\frac{3}{8} \text{in}\right)^2 \cdot \pi}{4} = 0.71 \cdot \text{cm}^2 \quad A_{vV} := 2 \cdot a_v = 1.43 \cdot \text{cm}^2$$

La separación requerida de los estribos estará dada por la siguiente expresión:

$$s_{\text{req}} := \frac{\phi_s \cdot A_{vV} \cdot f_y \cdot d}{V_S} = 12.37 \cdot \text{cm} \quad s := 12 \text{cm}$$

Colocando estribos no. 3 con una separación de 12 cm, la capacidad a cortante proporcionada por el refuerzo transversal, sería de:

$$V_S := \frac{\phi_s \cdot A_{vV} \cdot f_y \cdot d}{s} = 39.83 \cdot \text{ton} \quad V_{cR} = 60.14 \cdot \text{ton}$$

Y de este modo, la capacidad total a cortante de la viga sería de:

$$V_{R\text{tot}} := V_{cR} + V_S = 99.96 \cdot \text{ton}$$

$$\frac{V_{R\text{tot}}}{V_{u1}} = 101.22 \cdot \%$$

A.8.8.3 Revisión de requisitos de refuerzo en las caras laterales

Las disposiciones de la sección 11.7.4 sobre el refuerzo distribuido sobre las dos caras laterales de vigas peraltadas, establecen un refuerzo horizontal mínimo en cada cara, dado que el peralte del elemento es mayor a 36 pulg. (91.5 cm).

Utilizando barras #3:

$$a_{\text{sh}} := \left(\frac{3}{8} \text{in}\right)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 0.71 \cdot \text{cm}^2 \quad A_{\text{sh}} := 2 \cdot a_{\text{sh}} \quad A_{\text{sh}} = 1.43 \cdot \text{cm}^2$$

La separación máxima de las barras horizontales y longitudinales está limitada en la sección 11.7.4 del ACI 318-11 a:

$$s_{hmax} := \min\left(\frac{d}{5}, 12 \cdot \text{in}\right) \quad s_{hmax} = 21.29 \cdot \text{cm}$$

Entonces, empleando una separación horizontal s_h de 15 cm.

$$s_h := 15 \text{cm}$$

Además, la sección de 11.7.4.1 del ACI 318-11 establece un refuerzo mínimo transversal de:

$$A_{vminh} := .0025 \cdot b \cdot s_h = 1.31 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Status} := \text{if}(A_{vminh} < A_{sh}, \text{"ok"}, \text{"check"}) \quad \text{Status} = \text{"ok"}$$

El porcentaje de refuerzo horizontal resulta:

$$\rho_h := \frac{A_{sh}}{b \cdot s_h} \quad \rho_h = 0.0027$$

El porcentaje de refuerzo vertical mínimo establecido por la sección 11.7.4 también

$$\text{es: } A_{vminv} := .0025 \cdot b \cdot s_v$$

Pero asumiendo que el refuerzo mínimo vertical y horizontal tiene el objetivo de controlar la anchura y distribución de grietas, se puede considerar innecesario ya que las fibras cumplirán con dicho objetivo.

Finalmente el refuerzo de la viga estaría compuesto de 7 barras no. 8 para flexión y estribos verticales no. 3 con una separación de 12 cm sin barras horizontales adicionales en las caras verticales del elemento.

A.8.9 COMENTARIOS

La viga diseñada con el procedimiento especificado en el reporte ACI 544.4, requeriría de estribos verticales no. 3 a una separación de 12 cm en lugar de una separación de 15 cm como se estableció en el diseño mediante el MPT-1 de la viga sin fibras de acero, aunque sin la necesidad de colocar barras horizontales.

La cuantía de refuerzo transversal es, sin embargo, menor que la requerida en los especímenes sin fibras, lo cual cumple con el objetivo fundamental de reducir el refuerzo convencional mediante el uso de fibras de acero.

En este trabajo el incremento de capacidad calculada a cortante en elementos de CRFA fue 43% mayor que la calculada para elementos de concreto normal mediante la expresión (11-5) del ACI 318-11.

Se debe de considerar que la expresión para esfuerzo cortante promedio (4.7) propuesta por Williamson y Knab, se propuso en 1975, y en ese entonces no se contaba con los datos que Parra-Montesinos recopiló (2006) y que fundamentan el resto de los diseños presentados. Sin embargo, el incremento en la capacidad a cortante del concreto fue importante y conllevó a una disminución significativa del refuerzo por cortante por permitir la omisión de la colocación del refuerzo transversal horizontal en las caras verticales del elemento.

Apéndice B

Resumen de base de datos de Parra-Montesinos, (2006)

Apéndice B Resumen de la base de datos de Parra-Montesinos, (2006)

B.1 Introducción

Este apéndice presenta una tabla resumen (tabla B.1) extraída de la base de datos recopilada por Parra-Montesinos (2006).

En la tabla B-1 se presenta una selección de especímenes ensayados por otros investigadores que fueron relevantes para este trabajo. En dicha tabla:

En la tabla B-1, los datos presentados son los siguientes:

b_w es el ancho de la viga;

h es el peralte de la viga;

d es el peralte efectivo de la viga;

a/d es la relación claro de cortante a peralte;

$\rho \%$ es el porcentaje de refuerzo longitudinal; f'_c = resistencia a compresión del concreto utilizado;

En lo que se refiere al tipo de fibra, la nomenclatura empleada es:

C para fibra fibra ondulada o retorcida;

H para fibra con anclajes en los extremos;

S-H para combinación de fibras con anclajes y onduladas;

NA para fibra desconocida.

Además las propiedades de las fibras están descritas por:

L_f es la longitud de la fibra;

L_f/d_f es la relación de aspecto de la fibra;

V_f es el volumen de fibras utilizado

Notas:

La columna correspondiente al esfuerzo cortante último, v_u fue calculada como: $v_u = V_u / b_w d$

Para los especímenes que fallaron en flexión, se incluye el símbolo † en la columna correspondiente a v_u

La versión completa de la base de datos puede ser obtenida accedendo a la versión digital del artículo de (Parra-Montesinos 2006 a) en www.concreteinternational.com

Tabla B-1 - Resumen y adaptación de la base de datos presentada por Parra-Montesinos (2006) en su artículo: "Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers; Evaluating an alternative to minimum transverse reinforcement"

Ref.	Viga	b_w (mm)	h (mm)	d (mm)	a/d	ρ %	ρ' %	f'_c (MPa)	f'_c (kg/cm ²)	Tipo de Fibra	L_f (mm)	L_f / d_f	V_f %	v_u (Mpa)	v_u (kg/cm ²)	$v_u / v(f'_c)$ (Mpa)	$v_u / v(f'_c)$ (kg/cm ²)
7	FC1	152	610	558	1.6	2.3	2.3	60	611.8	—	—	—	—	1.75	17.8	0.23	0.72
	FC2	152	610	558	1.6	2.3	2.3	54.1	551.7	H	30	60	0.75	3.24	33.0	0.44	1.41
	FC3	152	610	558	1.6	2.3	2.3	49.9	508.8	H	30	60	1.5	3.81	38.9	0.54	1.72
	FC7	152	610	558	1.6	2.3	2.3	57	581.2	—	—	—	—	1.43	14.6	0.19	0.60
	FC8	152	610	558	1.6	2.3	2.3	54.8	558.8	H	30	60	0.4	2.4	24.5	0.32	1.04
	FC9	152	610	558	1.6	2.3	2.3	56.5	576.1	H	30	60	0.6	2.73	27.8	0.36	1.16
	FC10	152	610	558	1.6	2.3	2.3	46.9	478.2	H	50	100	0.4	2.9	29.6	0.42	1.35
	FC11	152	610	558	1.6	2.3	2.3	40.8	416.0	H	50	100	0.6	2.79	28.5	0.44	1.39
11	B-2-1.0-L	125	250	215	2	0.37		92	938.1	H	60	75	1	1.68 [†]	17.1	0.18 [†]	0.56
	B-1-0.5-A	125	250	215	1	2.84		99	1009.5	H	60	75	0.5	9.09	92.7	0.91	2.92
	B-2-0.5-A	125	250	215	2	2.84		99.1	1010.5	H	60	75	0.5	4.82	49.2	0.48	1.55
	B-1-1.0-A	125	250	215	1	2.84		95.3	971.8	H	60	75	1	12.74	129.9	1.31	4.17
	B-2-1.0-A	125	250	215	2	2.84		95.3	971.8	H	60	75	1	6.06	61.8	0.62	1.98
	B-1-1.5-A	125	250	215	1	2.84		96.4	983.0	H	60	75	1.5	13.95	142.3	1.42	4.54
	B-2-1.5-A	125	250	215	2	2.84		96.6	985.0	H	60	75	1.5	7.21	73.5	0.73	2.34
	B-2-1.0-M	125	250	215	2	4.58		94.5	963.6	H	60	75	1	6.73	68.6	0.69	2.21
25	A00	150	250	219	2.79	1.92		41.2	420.1	—	—	—	—	1.23	12.5	0.19	0.61
	A10	150	250	219	2.79	1.92		40.9	417.1	H	30	60	1	2.93	29.9	0.46	1.46
	A20	150	250	219	2.79	1.92		43.2	440.5	H	30	60	2	3.14 [†]	32.0	0.48 [†]	1.52
	B00	150	250	219	2	1.92		41.2	420.1	—	—	—	—	1.51	15.4	0.24	0.75
	B10	150	250	219	2	1.92		40.9	417.1	H	30	60	1	3.5	35.7	0.55	1.75
	B20	150	250	219	2	1.92		43.2	440.5	H	30	60	2	3.52	35.9	0.54	1.71
43	FHB1-2	125	250	212	2	1.48		62.6	638.3	—	—	—	—	3.02	30.8	0.38	1.22
	FHB2-2	125	250	212	2	1.48		63.8	650.6	H	50	63	0.5	5.09	51.9	0.64	2.03
	FHB3-2	125	250	212	2	1.48		68.6	699.5	H	50	63	0.75	5.44	55.5	0.66	2.10
	FHB1-3	125	250	212	3	1.48		62.6	638.3	—	—	—	—	2.53	25.8	0.32	1.02
	FHB2-3	125	250	212	3	1.48		63.8	650.6	H	50	63	0.5	3.09	31.5	0.39	1.24
	FHB3-3	125	250	212	3	1.48		68.6	699.5	H	50	63	0.75	3.4	34.7	0.41	1.31
	FNB2-2	125	250	212	2	1.48		30.8	314.1	H	50	63	0.5	4.04	41.2	0.73	2.32
46	2/0.5/1.5	152	254	221	1.5	1.19	0.45	34	346.7	H	30	60	0.5	3.17[†]	32.33	0.54[†]	1.74
	2/0.5/2.5	152	254	221	2.5	1.19	0.45	34	346.7	H	30	60	0.5	1.72	17.5	0.3	0.94

Tabla B-1 - Resumen y adaptación de la base de datos presentada por Parra-Montesinos (2006) en su artículo: "Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers; Evaluating an alternative to minimum transverse reinforcement"

Ref.	Viga	b _w (mm)	h (mm)	d (mm)	a/d	ρ %	ρ' %	f' _c (MPa)	f' _c (kg/cm ²)	Tipo de Fibra	L _f (mm)	L _f / d _f	V _f %	v _u (Mpa)	v _u (kg/cm ²)	v _u / v(f' _c) (Mpa)	v _u / v(f' _c) (kg/cm ²)
46	2/0/1.5	152	254	221	1.5	1.19	0.45	34	346.7	—	—	—	—	1.93	19.7	0.33	1.06
	2/1.0/1.5	152	254	221	1.5	1.19	0.45	34	346.7	H	30	60	1	3.16†	32.2	0.54†	1.73
	2/1.0/2.5	152	254	221	2.5	1.19	0.45	34	346.7	H	30	60	1	1.79†	18.3	0.31†	0.98
	4/0.5/1.5	152	254	221	1.5	2.39	0.45	34	346.7	H	30	60	0.5	4	40.8	0.69	2.19
	4/0.5/2.5	152	254	221	2.5	2.39	0.45	34	346.7	H	30	60	0.5	1.89	19.3	0.32	1.04
	4/0/1.5	152	254	221	1.5	2.39	0.45	34	346.7	—	—	—	—	2.37	24.2	0.41	1.30
	4/0/3.5	152	254	221	3.5	2.39	0.45	34	346.7	—	—	—	—	1.03	10.5	0.18	0.56
	4/1.0/1.5	152	254	221	1.5	2.39	0.45	34	346.7	H	30	60	1	4.38	44.7	0.75	2.40
4/1.0/2.5	152	254	221	2.5	2.39	0.45	34	346.7	H	30	60	1	2.45	25.0	0.42	1.34	
49	A1	152	229	197	2	1.34		24.2	246.8	—	—	—	—	2	20.4	0.41	1.30
	A2	152	229	197	2.8	1.34		24.2	246.8	—	—	—	—	1.5	15.3	0.3	0.97
	B1	152	229	197	2	1.34		29.1	296.7	H	30	60	0.5	2.5	25.5	0.46	1.48
	B2	152	229	197	2.8	1.34		29.1	296.7	H	30	60	0.5	1.75	17.8	0.32	1.04
	C1	152	229	197	2	1.34		29.9	304.9	H	30	60	0.75	2.83	28.9	0.52	1.65
	C2	152	229	197	2.8	1.34		29.9	304.9	H	30	60	0.75	2	20.4	0.37	1.17
	C5	152	229	200	2.8	0.79		29.9	304.9	H	30	60	0.75	1.23†	12.5	0.22†	0.72
	C6	152	229	197	2.8	2		29.9	304.9	H	30	60	0.75	2.16	22.0	0.4	1.26
	D1	152	229	197	2	1.34		30	305.9	H	30	60	1	3.09†	31.5	0.56†	1.80
	D2	152	229	197	2.8	1.34		30	305.9	H	30	60	1	2.16†	22.0	0.39†	1.26
	E1	152	229	200	2.8	0.79		20.6	210.1	H	30	60	1	1.15†	11.7	0.25†	0.81
	E2	152	229	197	2.8	1.34		20.6	210.1	H	30	60	0.75	1.5	15.3	0.33	1.06
	E3	152	229	197	2.8	2		20.6	210.1	H	30	60	0.75	2	20.4	0.44	1.41
	F1	152	229	200	2.8	0.79		33.4	340.6	H	30	60	0.75	1.53†	15.6	0.27†	0.85
F2	152	229	197	2.8	1.34		33.4	340.6	H	30	60	0.75	2.5†	25.5	0.43†	1.38	
F3	152	229	197	2.8	2		33.4	340.6	H	30	60	0.75	2.86	29.2	0.5	1.58	
69	2.2/1	200	300	260	1.5	1.81		40.8	416.0	—	—	—	—	4.03	41.1	0.63	2.01
	2.2/2	200	300	260	1.5	1.81		41.2	420.1	H	60	67	0.25	5.38	54.9	0.84	2.68
	2.2/3	200	300	260	1.5	1.81		40.3	410.9	H	60	67	0.76	5.76	58.7	0.91	2.90
	2.3/1	200	300	262	2.5	1.15		40.1	408.9	—	—	—	—	1.5	15.3	0.24	0.76
	2.3/2	200	300	262	2.5	1.15		40	407.9	H	60	67	0.25	1.57	16.0	0.25	0.79
	2.3/3	200	300	262	2.5	1.15		38.7	394.6	H	60	67	0.76	2.06	21.0	0.33	1.06
	2.4/1	200	300	260	2.5	1.81		40.1	408.9	—	—	—	—	2.3	23.5	0.36	1.16

Tabla B-1 - Resumen y adaptación de la base de datos presentada por Parra-Montesinos (2006) en su artículo: "Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers; Evaluating an alternative to minimum transverse reinforcement"

Ref.	Viga	b _w (mm)	h (mm)	d (mm)	a/d	ρ %	ρ' %	f' _c (MPa)	f' _c (kg/cm ²)	Tipo de Fibra	L _f (mm)	L _f / d _f	V _f %	v _u (Mpa)	v _u (kg/cm ²)	v _u / v(f' _c) (Mpa)	v _u / v(f' _c) (kg/cm ²)
69	2.4/2	200	300	260	2.5	1.81		40	407.9	H	60	67	0.25	2.07	21.1	0.33	1.05
	2.4/3	200	300	260	2.5	1.81		38.7	394.6	H	60	67	0.76	2.77	28.2	0.44	1.42
75	S1	150	305	276	1.8	1.44	0.2	42.3	431.3	—	—	—	—	1.53	15.6	0.24	0.75
	S2	150	305	276	1.8	2.99	0.2	43.2	440.5	—	—	—	—	2.74	27.9	0.42	1.33
	S3F	150	305	276	1.8	4.54	0.2	48.6	495.6	H	51	83	0.9	2.94	30.0	0.42	1.35
81	1TL-1	55	300	265	2	4.31		35.4	361.0	—	—	—	—	3.37	34.4	0.57	1.81
	1TLF-1	55	300	265	2	4.31		35.6	363.0	C	50	100	1	5.48	55.9	0.92	2.93
	2TL-1	55	300	265	2	2.76		36.5	372.2	—	—	—	—	2.49	25.4	0.41	1.32
	2TLF-1	55	300	265	2	2.76		37.8	385.5	C	50	100	1	4.91	50.1	0.8	2.55
	3TL-1	55	300	265	2	1.55		37.4	381.4	—	—	—	—	2.15	21.9	0.35	1.12
	3TLF-1	55	300	265	2	1.55		35.7	364.0	C	50	100	1	4.63	47.2	0.77	2.47
83	1	60	375	340	2	3.44		32.8	334.5	—	—	—	—	3.09	31.5	0.54	1.72
	2	60	375	340	2	3.44		35	356.9	H	30	60	0.5	5.34	54.5	0.9	2.88
	3	60	375	340	2	3.44		33	336.5	H	30	60	0.75	4.43	45.2	0.77	2.46
	4	60	375	340	2	3.44		36	367.1	H	30	60	1	5.15	52.5	0.86	2.74
	5	60	375	340	2.5	3.44		36	367.1	H	30	60	1	3.78	38.5	0.63	2.01
	6	60	375	340	1.5	3.44		36	367.1	H	30	60	1	7.52	76.7	1.25	4.00